

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil
Option: Matériaux et Structures

Thème:

**Étude d'un bâtiment (R+10) a usage d'habitation
et commerce contreventé par un système mixte (voile-portique)**

Présenté par:

M^r: SABI Amar

M^r : AISSAOUI Houssame

Encadré par:

M^{me}: SOUIDI .F

Membre de jury :

M^{me} : LAOUBLI.K

M^{me} : SFAKSI

Promotion: 2014/2015

Remerciement

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

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

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice

***M^{me} : F. SOUIDI** pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. introduction	3
I.2. description de l'ouvrage	3
I.3. caractéristiques de l'ouvrage	3
I.4. caractéristiques de sol.	4
I.5. Caractéristiques des matériaux	4
I.6. hypothèse de calcul aux états limites	11
I.7. actions et sollicitations	13
I.8. règlement et norme utilisées	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. introduction	15
II.2. pré dimensionnement	15
II.3. les poutres.....	19
II.4. les voiles.....	22
II.5. l'acrotère	23
II.6. les escaliers.....	24
II.7. Evaluation des charge et surcharge.	31
II.8. descente de charge.....	36
II.9. conclusion.	49

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.	50
III.2. calcul des planchers	50
III.3. Ascenseur.....	95
III.4. calcul des escaliers.....	106
III.5. Etude de l'acrotère.....	138

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. introduction.	143
IV.2. méthodes de calcul.....	143
IV.3. Exigences du RPA 99 pour les systèmes mixtes	148
IV.4. conclusion	155

Sommaire

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

V.1.Etude des poteaux	156
V.2.Etude des poutres.....	166
V.3.Etudes des voiles	175
V.4.Conclusion	182

Chapitre V I: Etude de l'infrastructure

VI.1. introduction..	183
VI.2.choix de type de fondations	183
VI.3. Étude des semelles filantes sous poteaux	185
VI.4. Étude des poutres de rigidité	189
VI.5. Étude du voile périphérique.....	194
VI.6. Conclusion	199

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des Figures

Figure I-1 – Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Figure I-2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

Figure I-3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

Figure I-4 Règle des trois pivots

Figure II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux

Figure II.2.Coupe transversale d'une Poutrelle

Figure II-3- dalle pleine sur trois appui

Figure II-4- dalle pleine sur deux appuis

Figure. II.5. : Coupe de voile

Figure .II.6. Vue en plan d'un voile.

Figure II.7. Acrotère

Figure .II.8 : Schéma de l'escalier

Figure II.9.Schéma statique de la 1^{er} volée du type 2

Figure II.10. Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 2

Figure II.11.Schéma statique de la 3^{ème} volée du type 2

Figure II.12. Schéma statique de la 4^{ème} volée du type 2

Figure II.13. Schéma statique de la 1^{er} la 3^{ème} volée du type 2

Figure II.14. Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 2

Figure II.15.Schéma statique de la 4^{ème} volée du type 2

Figure II.16.Schéma statique de la 1^{er} volée du type 3

Figure II.17.Schéma statique de la 3^{ème} volée du type 3

Figure II.18. Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 3

Figure .II. 19. Coupe du poteau

Figure. II. 20. Surface afférente du poteau P1

Figure. II.21. Schéma statique de la descente de charge.

Figure II-22. Surface afférente (P2)

Figure. III. 1.Schéma d'une Poutre continue

Figure. III. 2. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

Figure. III. 3. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

Figure. III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.5 : Acrotère

Figure III.6: Les Sollicitations sur

Figure III.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Fig III.8 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

Figure III.9 : schéma de ferrailage des dalles des balcons

Figure. III.10.Dalle sur 03 appuis.

Figure .III.11 . Schéma de ferrailage du balcon type 3.

Figure III.12 : Les dimensions de l'ascenseur.

Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

Figure III.14: Coupe A-A détail de ferrailage.

Figure III.15 : Schémas représentant la surface d'impact.

Figure III.16: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

Figure III.17: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

Figure III.18: Coupe A-A détails de ferrailage.

Fig.III.19. Schéma statique de l'escalier à trois volées.

Fig.III.20. schéma statique de la 1^{ère} volée

Fig.III.21. Schéma statique de la volée (II).

Figure III.22: schéma de ferrailage de la volée(II) d'escalier type 1

Figure. III.23. Schéma de type II : escalier à 4 volées.

Figure.III.24. Schéma statique de la volée (II).

Figure. III.25 : schéma de ferrailage de la volée IV d'escalier type II.

Figure.III.26. schéma de ferrailage des volées (I) et (III).

Figure.III.27 Schéma statique de la volée (I) et (II).

Figure. III.28. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Figure. III.30. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Figure IV.1 : Spectre de réponse

Figure IV.2 Disposition des voiles

Figure. V.1. la zone nodale

Figure.V.2 : Section d'un poteau

Figure. V.4.Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques.

Figure V.3 : La zone nodale

Figure. V. 6. Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC

Figure.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaire de RDC

Figure V.8: Section du voile

Figure. V.9. Schéma de répartition des voiles.

Figure. V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{y1}

Figure VI. 1: semelle isolée

Figure VI. 2: Semelle filante de fondation

Figure VI.3: différentes charges agissant sur la semelle.

Figure VI.4: schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.

Figure VI.5: Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

Figure VI.6: schéma statique de la poutre de rigidité.

Figure VI.7: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

Figure VI.8: Voile périphérique.

Figure. VI.9.Répartition des contraintes sur le voile.

Figure. VI.10.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés

.

Tableau II.1 : Charges et surcharge de l'acrotère

Tableau II.2.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers en corps creux:

Tableau II.3 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers Balcon:

Tableau II.5. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs :

Tableau II.7.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers 4.08:

Tableau II.9.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers RDC 4.50 :

Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur sur la dalle

Tableau. II. 12.sections des poteaux préalables

Tableau. II. 13.Evaluation des poids propres des poteaux

Tableaux II.14. Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 1

Tableau. II. 15.Evaluation des poids propres des poteaux

TableauII.16. Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 2

Tableau II.17. Vérification des poteaux à la compression simple

Tableau II.18. Redimensionnement et vérification des poteaux.

Tableau II.19. Vérification des poteaux au flambement des poteaux.

Tableau III.1.Tableau des différents types de poutrelles

Tableau III.2. charges et surcharges revenants aux poutrelles

Tableau III.3.Sollicitation à l'ELU

Tableau III.4.Sollicitation à l'ELS.

Tableau III.5.Sollicitation à l'ELU

Tableau III.6.Sollicitation à l'ELS

Tableau III.7.Sollicitation à l'ELU.

Tableau III.8.Sollicitation à l'ELS.

Tableau III.9.Sollicitation à l'ELU.

Tableau III.10.Sollicitation à l'ELS.

Tableau III.11.Sollicitation à l'ELU.

Tableau III.13.Sollicitation à l'ELU.

Tableau III.14.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.15.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.16.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.17.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.18.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.19.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.20.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.21.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.22.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.23.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.24.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.25.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.26.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.27.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.28.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.29.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.30.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.31.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.32.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.33.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.34.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.35.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.36.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.37.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.38.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.39.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.40.Sollicitation à l'ELS.
Tableau III.41.Sollicitation à l'ELU.
Tableau III.42.Sollicitation à l'ELS.

Tableau III.43.Sollicitation à l'ELU.

Tableau III.44.Sollicitation à l'ELS.

Tableau III.45. Sollicitations maximales.

Tableau III.46. Ferrailage des poutrelles

Tableau III.47. Calcul du Ferrailage des Poutrelles.

Tableau III.48. Armatures longitudinales et transversales adoptées

Tableau III.49. Vérification au cisaillement.

Tableau III.50. Vérification de la flèche.

Tableau.III 51 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.52: Charges et surcharges.

Tableau III.53: Différentes combinaisons à utiliser.

Figure III.54: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Tableau III.55. Résultats de ferrailage de 2^{eme} type de dalle

Tableau III.56. Résultats de ferrailage de 3^{eme} type de dalle :

Tableau III.57: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Tableau III.58: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessus).

Tableau III.59: résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1

Tableau III.60 : résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1

Tableau III.61.les résultats de calcul par la méthode de la RDM

Tableau III.62.résultats de ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Tableau III.63. Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau III.64: vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités P_q

Tableau IV.2. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Tableau IV.3.vérification sous charge verticales.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.6 : vérification de la résultante des forces sismique :

Tableau IV.7 .vérification du déplacement :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux

Tableau V.3 .ferraillages des poteaux

Tableau V.4 .Les Armatures transversale dans les poteaux

Tableau V.5. Justification de l'effort normale ultime

Tableau V.6 .Vérification des contraintes dans le béton

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes

Tableau .V.8.Ferraillage des sections des poteaux

Tableau V.9A. Ferraillage des poutres principales et secondaires RDC

Tableau V.9B. Ferraillage des poutres principales et secondaire (habitation)

Tableau .V.10. Vérification des contraintes tangentielles

Tableau. V.11. Vérification au cisaillement

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Tableau V. 13.vérification de la flèche pour les poutres

Tableau. V.14 .Moment résistant dans les poteaux

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres

Tableau V.16. Vérification des zones nodales

Tableau V.16. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2}) :

Tableau V.17. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x1})

Tableau .V.18 . Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x3})

Tableau. V.19. sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x2})

Tableau. V.21. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux

Tableau. V.22. sollicitation de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Tableau. V.23 .sollicitation de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Tableau V.25. Sollicitation de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Tableau VI.1: sollicitations agissant sur la poutre de rigidité

Tableau VI.2: ferraillage de la poutre de rigidité.

Tableau.VI.3. Section des armatures du voile périphérique.

Tableau. VI.4: contraintes dans le béton

Symboles et Notations

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_s : Frottement latéral.
Q_l : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
S_t : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction

Chapitre I

Généralité

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique et transport.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 10, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Première partie

SUPERSTRUCTURE

I. Introduction

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

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+10) bi fonctionnelle qui regroupe commerce et habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2).

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (IGHIL EL-BERDJ), qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1. Caractéristiques architecturales

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

✓ Longueur.....	36,10m
✓ Largeur	22,30m
✓ Hauteur totale	36,12m
✓ Hauteur du RDC	4,50m
✓ Hauteur du 1 ^{er} étage	4,08m
✓ Hauteur d'étage courant	3,06m
✓ Surface totale du bâtiment	769,35m ²

I.3.2. Les éléments structuraux

Les planchers : Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

Les poutres : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

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

Les voiles : Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

Les escaliers : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

La maçonnerie :

- ❖ *Les murs extérieurs :* Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.
- ❖ *Les murs intérieurs :* Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

L'infrastructure : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Limiter les tassements.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1.75 bar.
- ✓ La nature du sol : sol meuble de catégorie (S3).

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

I.5.1.1. Les constituants du béton

❖ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

❖ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

❖ Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

• Résistance à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. **(RPA 99 article 8.1.1)**

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa } (j \leq 28 \text{jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{MPa } (j \leq 28 \text{jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge J .

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J , on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

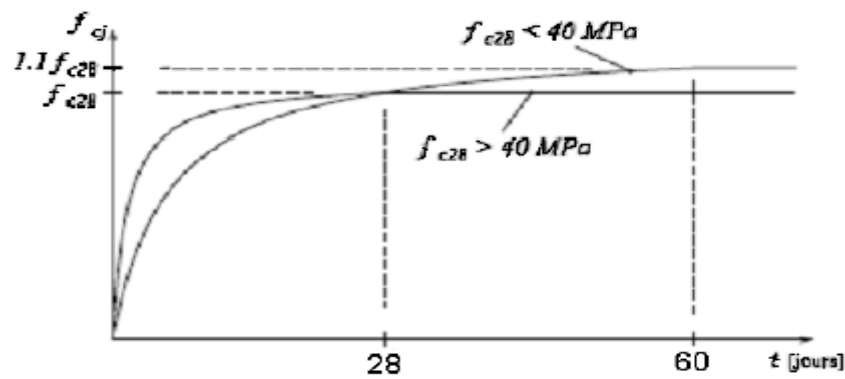


Figure I-1 – Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La figure 1-1 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

• Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

• Module de déformation longitudinale béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

❖ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3} \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

•Coefficient de Poisson:

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\nu = 0 \quad \text{à ELU} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à ELS}$$

•Module déformation transversale béton :

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

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

$$G = 0.4E \quad \text{pour le béton non fissuré (ELS).}$$

$$G = 0.5E \quad \text{pour le béton fissuré (ELU).}$$

I.5.1.3. Contraintes limite du Béton :**•La Contraintes de compression à L'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4).}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Situation accidentelle}$$

$$\gamma_b = 1,50 \rightarrow \text{Situation courante}$$

θ : Coefficient d'application de charge

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0,8 & \text{Si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

•La Contraintes de compression à L'ELS

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

•Contrainte ultime de cisaillement de béton :

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$\tau_{Adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2.5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

•Diagramme contrainte déformation

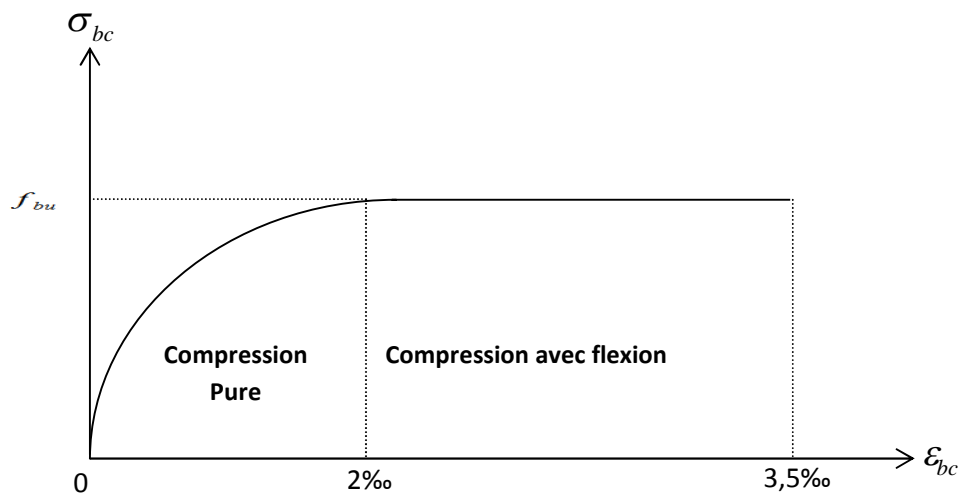


Figure I-2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure I-2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- $3,5\text{‰}$: en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3 . \epsilon_{bc}(4-10^3 . \epsilon_{bc})$

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bu}$ tel que : $f_{bc}=f_{bu}= 0.85.f_{c28}/ \theta$

I.5.2. Acier

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E . Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\ 000$ MPA.

I.5.2.1. Différents types d'aciers

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture (MPA)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ De haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa.
- ✓ L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.5.2.1. Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

a) valeurs minimales fixées

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

b) Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).
- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

I.5.2.2. Contraintes limites

$$\diamond \text{ A l'ELU : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

tel que : $f_e = 400 \text{ MPa}$ (f_e = la limite élastique de l'acier.)

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

et :

$\sigma_s = 348$ En situation durable.

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle.

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ Pour : $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

❖ **A P'ELS** : la valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- ✓ Fissuration nuisible :

$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}]$ BAEL91 (Article A.4.5.32).

- ✓ Fissuration très nuisible :

$\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \cdot f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}]$ BAEL91 (Article A.4.5.32).

Avec η coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1,6 & \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1,3 & \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

I.5.2.3 Diagramme contraintes déformations :

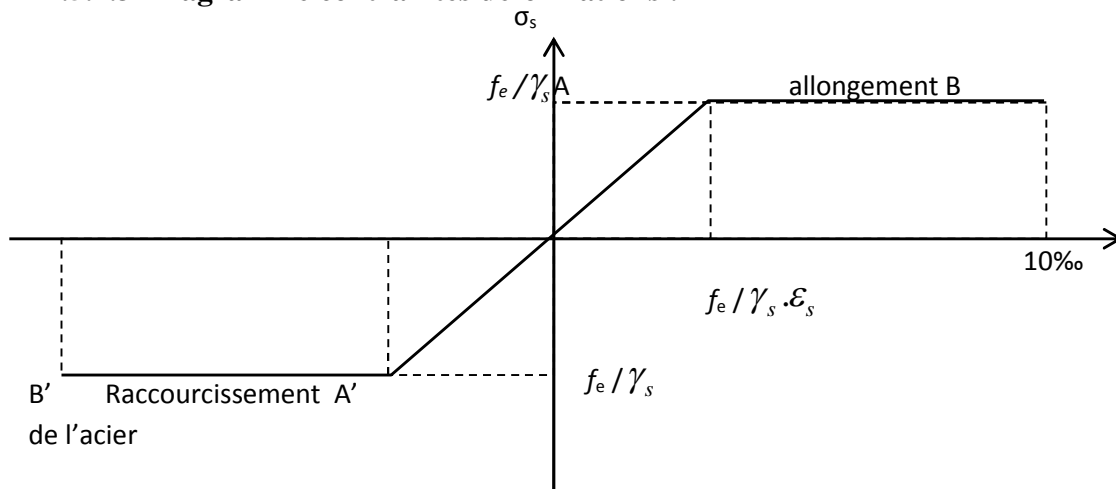


Figure I-3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites

I.6.1. Définition de l'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.6.1.1. Etat limite ultime ELU

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

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

➤ Hypothèse de calcul à l'E L U

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\text{En flexion} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\text{En compression simple} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) **Figure I-4**

Règle des trois pivots

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la **Figure I-4**.

On distingue trois domaines :

- ✓ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- ✓ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- ✓ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la **Figure I-4**: celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

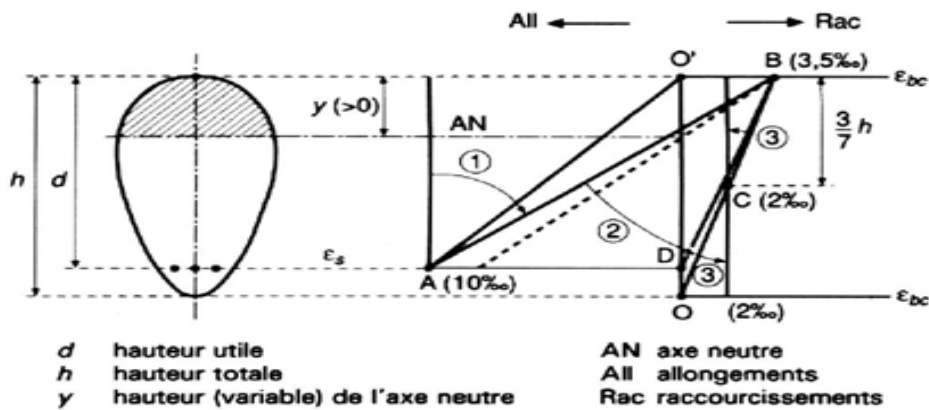


Figure I-4 Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$

Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$

Le pivot C si $y \geq h$

I.6.1.2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.
- ✓ Etat limite de compression du béton.

➤ Hypothèse de calcul à l'E L S

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des charges climatiques.

❖ **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.7.2. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

❖ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de construction.
- ✓ La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton.
- ✓ La fissuration du béton.
- ✓ La déformation des éléments.

I.7.3. Les combinaisons d'action

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement ($i > 1$).

❖ **Situations durables ou transitoires :**

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad (\text{A.3.3, 21 BAEL91})$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

ψ_{0i} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

❖ **Sollicitations vis à vis de l'ELS :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3,3 BAEL91})$$

$$\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

❖ **Situations accidentelles :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (\text{A.3.3, 22 BAEL91})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.8. Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement

II.2. Les planchers

On a deux types de planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...)

Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (**Figure II.2**)

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 600 - b_{poutre} \rightarrow L_{max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{570}{22.5} = 25.33 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur

$$h_t = 26 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 6 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

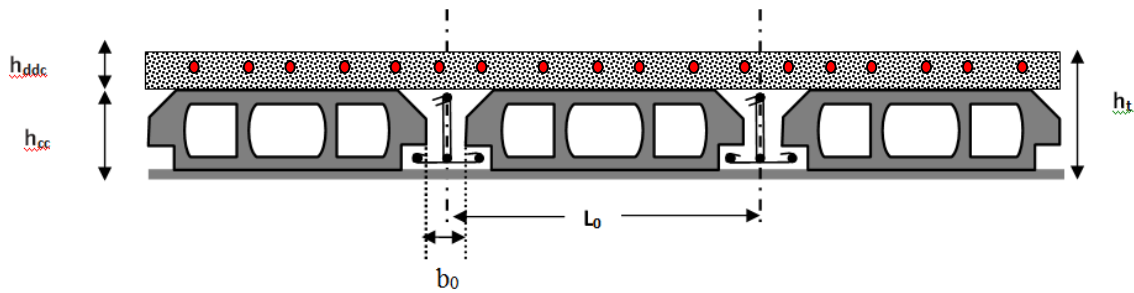


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

❖ Les poutrelles

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis).

En ce qui concerne notre projet, la disposition des poutrelles s'est faite en respectant le critère de la plus petite portée, ce qui a donné la disposition montrée sur la figure

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{Avec :}$$

b : la largeur de la table de compression

b_0 : la largeur de la poutrelle.

$L_0=L_x$: distance entre axes de poutrelles.

L_y : Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher = 26cm.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression=6cm.

Soient :

$L_x=55$ cm.

$L_y=(525-60)=465$ cm.

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \rightarrow b_0=12$ cm.

$h_0 = 6$ cm.

$h_t = 26$ cm.

$b_1 = \min(55/2, 465/10) = 27.5$ cm.

$b = 2 b_1 + b_0 = 67$ cm.

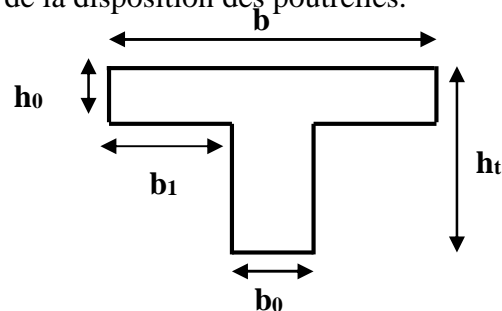


Figure II.2.1. Coupe transversale d'une Poutrelle

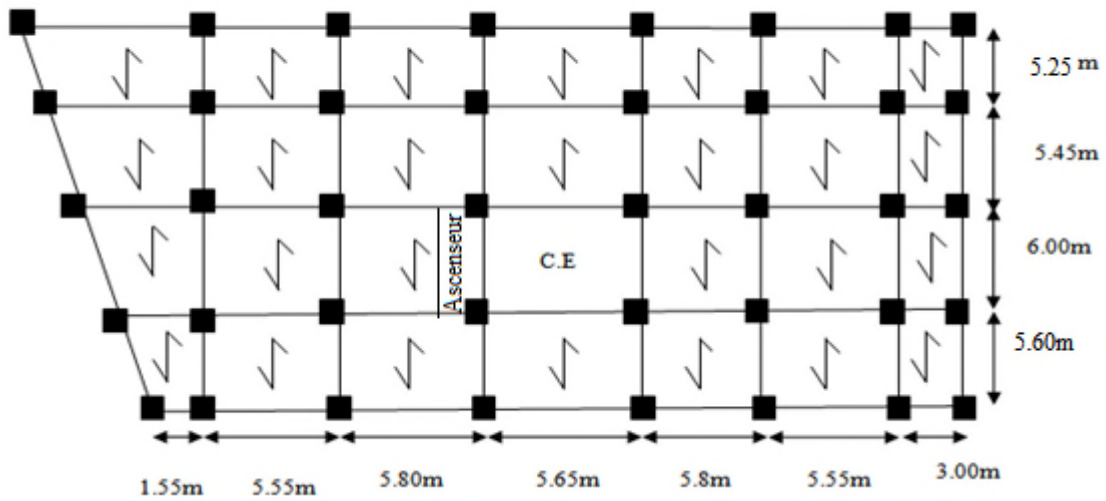


Figure II.2.2. Disposition des Poutrelle 1^{er} et 2^{ème} étage

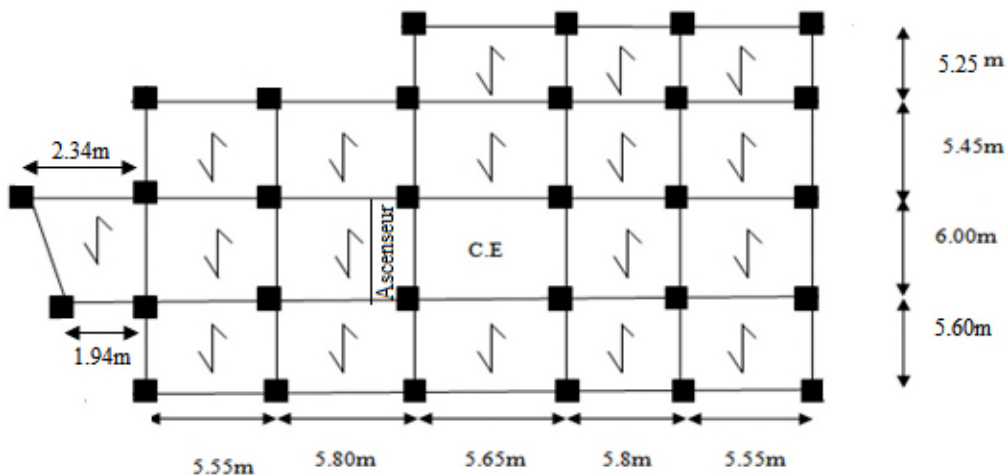


Figure II.2.3. Disposition des Poutrelle du 3^{ème} au 10^{ème} étage

II.2.1.2. les dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

A) Résistance au feu

(CBA93)

$e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe feu.

B) L'isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **e = 14 cm.**

C) Critère de résistance a la flexion (CBA93)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis. Avec } \rho < 0.4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

Pour ce qui est de notre projet, nous avons 02 types de dalles pleines.

1- dalles pleines sur trois appuis

On a cinq du 1^{er} étage a 9^{ème} en prend trois

On a un seul type du 2^{ème} au 9^{ème}

On a un seul type du 7^{ème} au 9^{ème}

En prend la dalle de l'étages 1 à 9

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

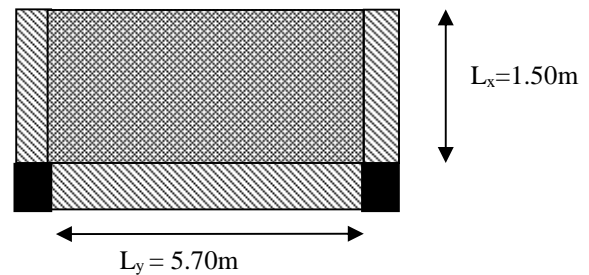


Figure II-3- dalle pleine sur trois appui

En prend e=15cm pour tout les dalles pleines sur trois appuis.

2 - dalles pleines sur deux appuis

on a le 1^{er} type, 1^{er} étage au 9^{ème} et du 7^{ème} au 9^{ème}

on a le 2^{ème} type, 1^{er} étage au 9^{ème}

on a le 3^{ème} type, 2^{ème} étage au 9^{ème}

En opter Type 02 de l'étages 1 à 9

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2.2} = 0.727 > 0.4$$

⇒ La dalle est porte selon les deux sens (x et y)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{1.6}{35} \leq e \leq \frac{1.6}{30}$$

$$\Rightarrow 0.0457 \leq e \leq 0.0533 \text{ m}$$

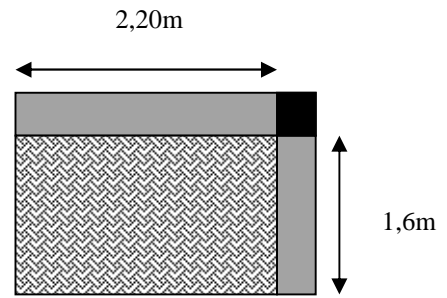


Figure II-4- dalle pleine sur deux appuis

En prend e=15cm pour tout les dalles pleines sur deux appuis.

On prend : e=15cm alors le choix des dalles pleines est comme suit :

$$e = \max (11,14,15) \quad \text{On prend: } e = 15\text{cm}$$

II .3. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre principales.

$$L_{\max} = 570\text{cm.}$$

$$L_{\max} = 570\text{cm} \Rightarrow 38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm.}$$

⇒ On opter pour h=45cm

Soit : h=45 m et b=30cm (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h / b = 1.5 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max}=550\text{cm} \Rightarrow 36.67\text{cm} \leq h \leq 55\text{cm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h / b = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

C .poutre brisée (escalier) :

• **Étage courant :**

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et torsion.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

L_{VD} : longueur développée de la volée.

L_P : longueur du palier

$$L_{\max} = L_{P1} + L_{VD} + L_{P2}$$

h : hauteur de la poutre brisée.

$$L_{\max} = 1.65 + \frac{2.10}{\cos\alpha} + 1.65 = 1.65 + \frac{2.10}{\cos 32.93} + 1.65 = 5.80\text{m}$$

$$L_{\max} = 580\text{cm}$$

$$\Rightarrow 38.67\text{cm} \leq h \leq 58\text{cm}.$$

on opter pour $h=45\text{cm}$

$$\text{et } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

Soit : $h=45\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1}) \\ h / b = 1.5 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

La poutre brisée est la poutre qui sert de système d'appui aux escaliers. Elle se calcule en flexion simple et torsion.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

L_{VD} : longueur développée de la volée.

L_P : longueur de la palier

$$L_{\max} = L_{P1} + L_{VD} + L_{P2}$$

h : hauteur de la poutre brisée.

$$L_{\max} = 1.95 + \frac{1.50}{\cos\alpha} + 1.95 = 1.95 + \frac{1.50}{\cos 34.22} + 1.95 = 5.71 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 571 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 38.07 \text{ cm} \leq h \leq 57.1 \text{ cm.}$$

on opter pour $h=45 \text{ cm}$

$$\text{et } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

Soit : $h=45 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h / b = 1.5 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

• **Pour RDC :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

L_{VD} : longueur développée de la volée.

L_P : longueur de la palier

$$L_{\max} = L_{P1} + L_{VD} + L_{P2}$$

h : hauteur de la poutre brisée.

$$L_{\max} = 1.90 + \frac{1.50}{\cos\alpha} + 1.85 = 1.90 + \frac{1.50}{\cos 35.75} + 1.85 = 5.60 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 560 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm.}$$

on opter pour $h=45 \text{ cm}$

$$\text{et } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

Soit : $h=45\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h / b = 1.5 \leq 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

II.4. Les Voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right].$$

RPA99 (article 7.7.1)

Avec : h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

- On a:
- $h_e = 4.05 \text{ m}$ pour RDC
 - $h_e = 3.63 \text{ m}$ pour Etage 1
 - $h_e = 2.61 \text{ m}$ pour le étages courant.

$$e \geq \frac{405}{20} = 20.25 \text{ cm} \quad (\text{pour RDC}).$$

$$e \geq \frac{363}{20} = 18.15 \text{ cm} \quad (\text{pour Etage 1}).$$

$$e \geq \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm} \quad (\text{pour le étages courant}).$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e=25 \text{ cm pour le RDC et Etage 1.} \\ e=20 \text{ cm pour les autres étages.} \end{array} \right.$$

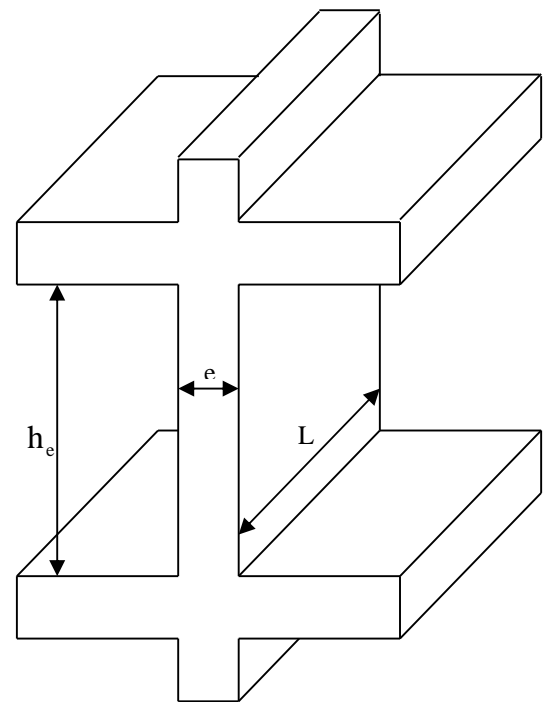


Figure II.5. : Coupe de voile



Figure II.6 Vue en plan d'un voile.

II.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

a. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

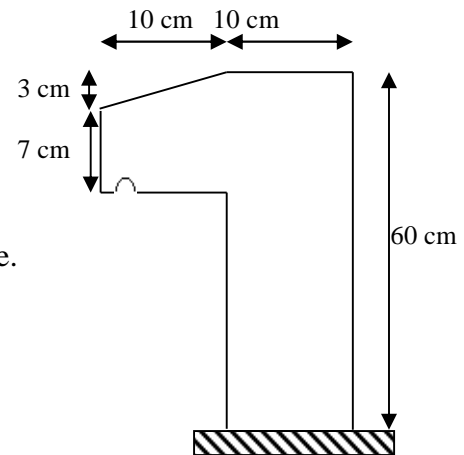


Figure II.7: Acrotère

b. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau II.1 : Charges et surcharge de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	$0.03 \cdot 0.6 \cdot 20 =$ 0.36	2.085	1

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml (DTR B.C.2.2)}$$

II .6. Les escaliers.

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

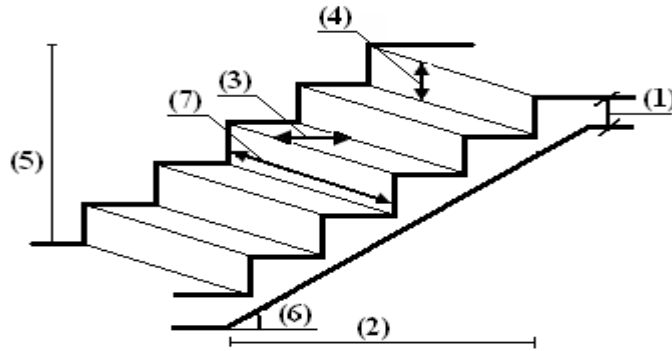


Figure II.8: Schéma de l'escalier

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Projection de la volée)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

Dans notre structure on a deux types d'escalier,

- **type 1 : Escalier à quatre volées** RDC pour une hauteur de 4.50m et l'étage 1 pour une hauteur de 4.08m
- **type 2 : Escalier à trois volées** du 2^e étage au dernier étage avec une hauteur de 3.06m (étage courant)

Dimensionnement :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$2h+g = m \text{ avec } 59 \leq m \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

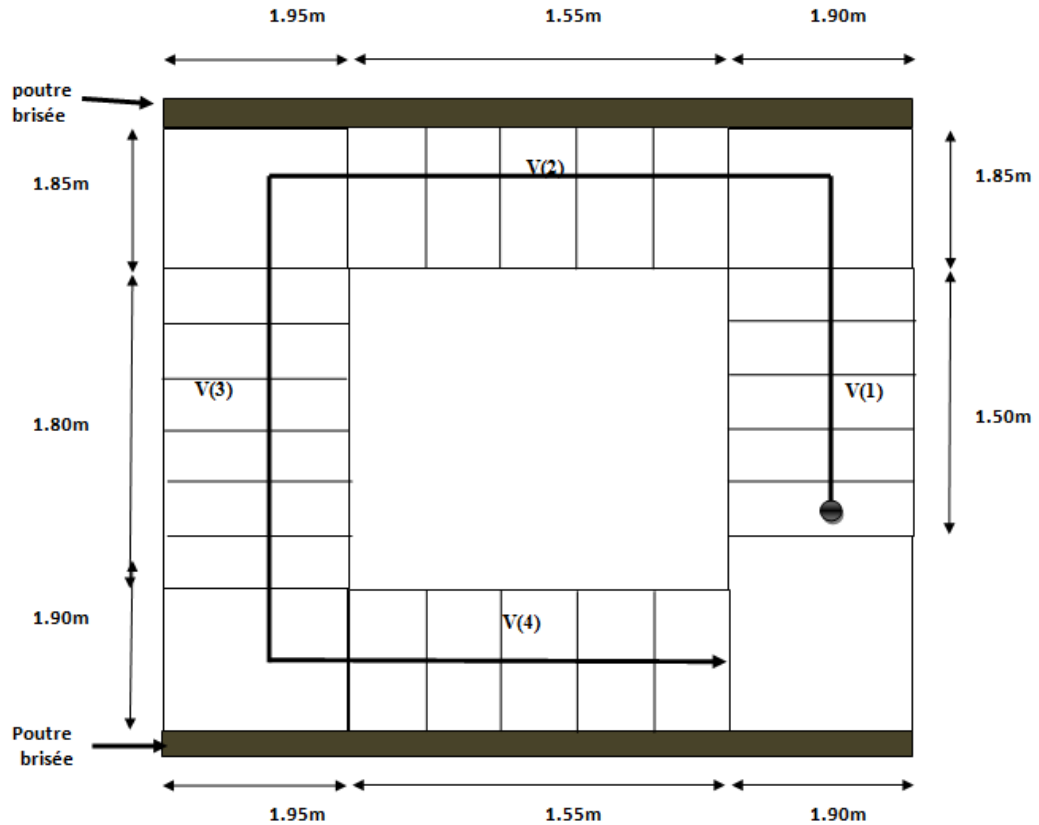
Soit : $2h+g=66\text{cm}$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$66 \times n^2 - (66 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

II.6.1 Escalier type 1 : Escalier à quatre volées

- Pour RDC pour une hauteur de 4.50m



1) Première volée :

$L_0 = 1.50m$

$H_0 = 1.08m$

$L_p = 1.85m$

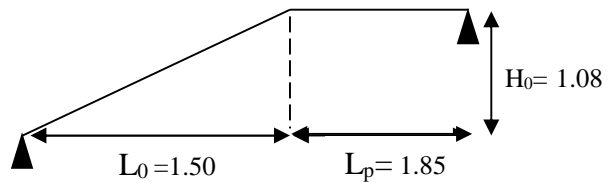


Figure II.9. Schéma statique de la 1^{er} volée du type 1 RDC

Soit : $2h+g=66cm$

$$66 \times n^2 - (66 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

En remplace dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 66n^2 - 432n + 216 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=6$ (nombre de contre marche).

$$n-1=5 \text{ (nombre de marche).}$$

Donc : $h = \frac{108}{6} = 18 \text{ cm.}$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{108}{150} \Rightarrow \alpha = 35.75^\circ$$

$$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L'_p = \frac{150}{\cos(35.75^\circ)} \Rightarrow L'_p = 184.82 \text{ cm}$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{184.82 + 185}{30} \leq e \leq \frac{184.82 + 185}{20} \Rightarrow e = 17 \text{ cm.}$$

2) 2^{ème} volée

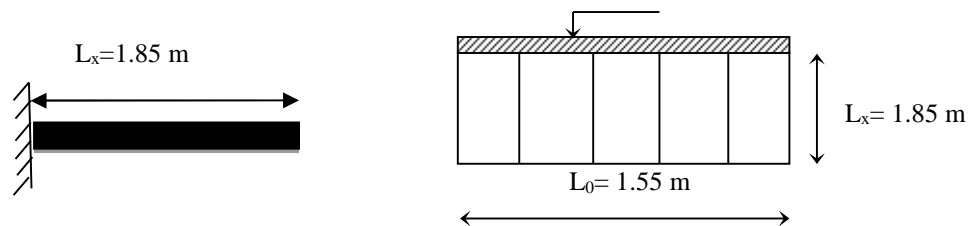


Figure II.10 Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 1 RDC

$$L_x = 1.85 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.55 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.08 \text{ m}$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 66n^2 - 564n + 288 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=6$ (nombre de contre marche).

$$n-1=5 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{108}{6} = 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la pailleasse :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{185}{20} = 9.25 \text{ cm}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

$$e \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

On opte pour $e = 17 \text{ cm}$

3) Pour la 3^{ème} volée.

$L_0=1.80m$

$H_0 = 1.26m.$

$L_{p1} = 1.85m$

$L_{p2}= 1.90m.$

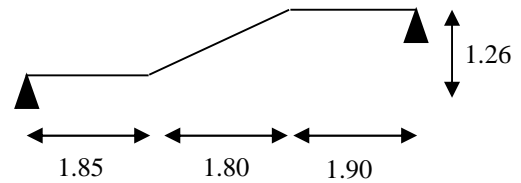


Figure II.11 Schéma statique de la 3^{ème} volée du type 1 RDC

En remplaçant dans l'équation (2)

$(2) = 66n^2 - 432n + 216 = 0$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=7$ (nombre de contre marche).

$n-1= 6$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{126}{7} = 18 \text{ cm.}$

$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm.}$

$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{126}{180} \Rightarrow \alpha = 35^\circ$

$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L'_p = \frac{180}{\cos(35^\circ)} \Rightarrow L'_p = 219.73 \text{ cm}$

Epaisseur de la paillasse :

$\frac{594.73}{30} \leq e \leq \frac{594.73}{20} \Rightarrow e = 19 \text{ cm.}$

4) Pour la 4^{ème} volée.

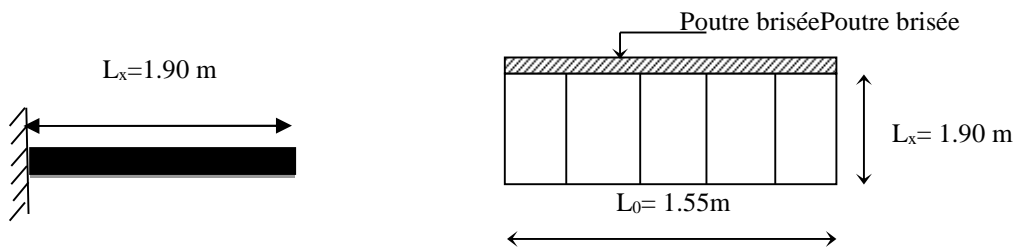


Figure II.12 Schéma statique de la 4^{ème} volée du type 1 RDC

$L_x = 1.90m$

$L_0=1.50m$

$H_0=1.08m$

En remplaçant dans l'équation (2)

$(2) \Rightarrow 66n^2 - 366n + 180 = 0$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=6$ (nombre de contre marche).

$n-1=5$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{108}{6} = 18 \text{ cm.}$

$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$

Epaisseur de la paillasse :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

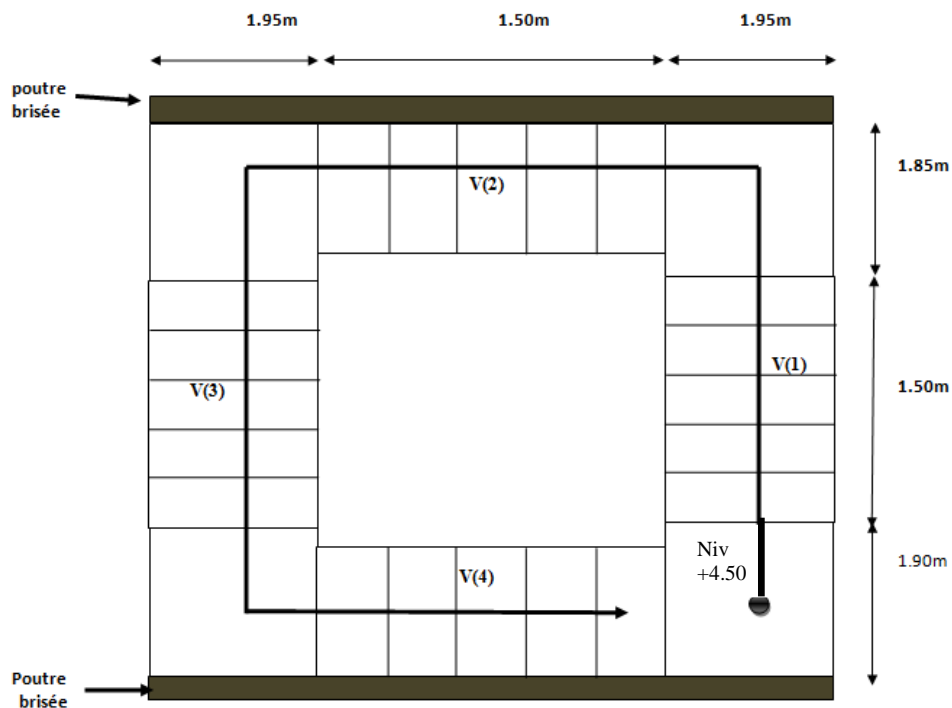
$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{190}{20} = 9.5 \text{ cm}$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

$e \geq 11 \text{ cm}$ (2 heures de coupe feu)

On opte pour $e = 19 \text{ cm}$ pour l'escalier a 4 volée RDC.

- Pour le 1^{er} Etage H = 4.08m :



Dans se cas en opter pour :

Soit : $2h+g=64 \text{ cm}$

$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$

1) 1^{er} volée et de la 3^{ème} volée :

$L_0 = 1.50 \text{ m}$

$H_0 = 1.02 \text{ m.}$

$L_{p1} = 1.90 \text{ m}$

$L_{p2} = 1.85 \text{ m.}$

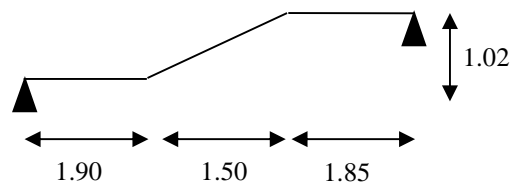


Figure II.13 Schéma statique de la 1^{er} la 3^{ème} volée du type 1(étage1)

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 64n^2 - 418n + 204 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=6$ (nombre de contre marche).

$$n-1=5(\text{nombre de marche}).$$

$$\text{Donc : } h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{102}{150} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L'_p = \frac{150}{\cos(34.21^\circ)} \Rightarrow L'_p = 181.38 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{556.38}{30} \leq e \leq \frac{556.38}{20} \Rightarrow e = 19 \text{ cm.}$$

2) 2^{ème} volée

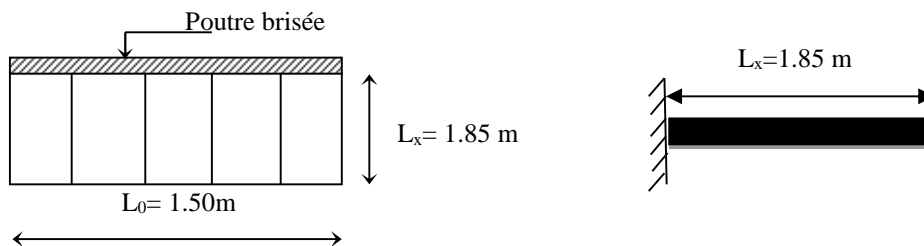


Figure II.14 Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 1 (étage 1)

$$L_x = 1.85 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.50 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.02 \text{ m}$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=6$ (nombre de contre marche).

$$n-1=5(\text{nombre de marche}).$$

$$\text{Donc : } h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la paillasse :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{185}{20} = 9.25 \text{ cm}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

$e \geq 11\text{cm}$ (2 heures de coupe feu)

On opte pour $e = 15\text{ cm}$

3) Pour la 4^{ème} volée

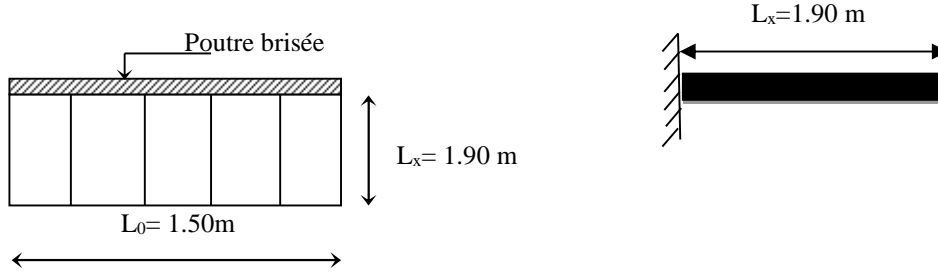


Figure II.15 Schéma statique de la 4^{ème} volée du type 1 (étage 1)

$L_x = 1.90\text{m}$

$L_0 = 1.50\text{m}$

$H_0 = 1.02\text{m}$.

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n = 6$ (nombre de contre marche).

$n - 1 = 5$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{102}{6} = 17\text{ cm}$.

$$g = \frac{150}{5} = 30\text{ cm}.$$

Epaisseur de la paillasse :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{190}{20} = 9.5\text{cm}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

$e \geq 11\text{cm}$ (2 heures de coupe feu)

On opte pour $e = 15\text{ cm}$

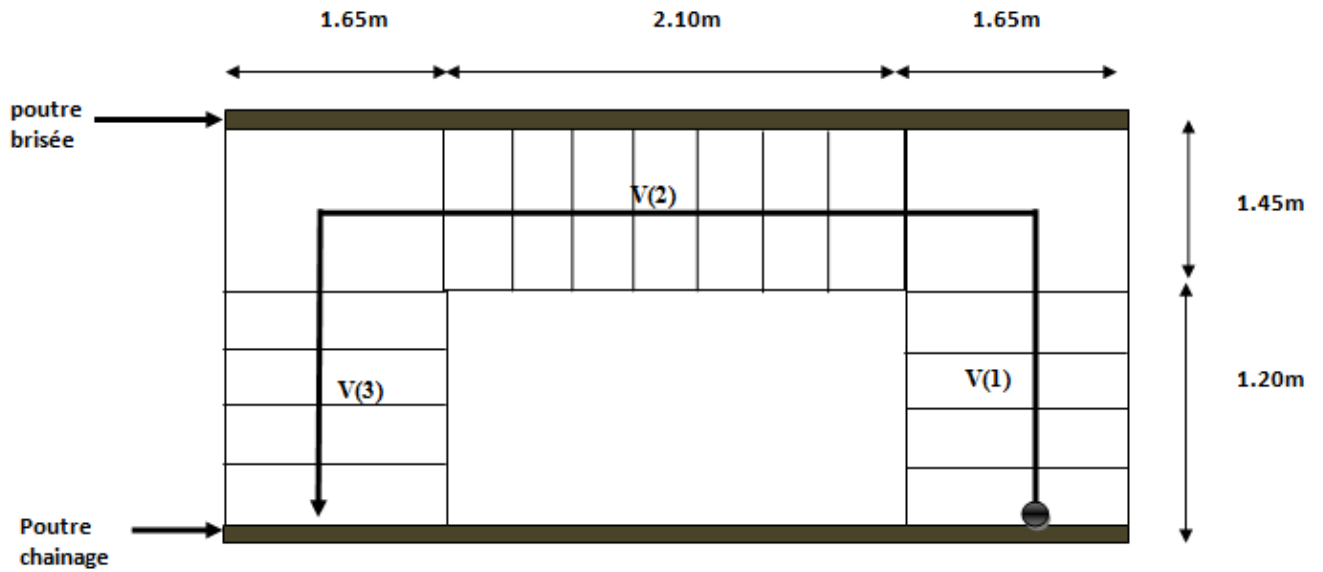
On opte pour $e = 19\text{ cm}$ pour l'escalier 4 volée 1^{er} étage

II.6.3 Escalier type 2 : Escalier à trois volées :

dans se cas en opter pour :

Soit : $2h + g = 64\text{cm}$

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$



1) 1^{er} volée et de la 3^{ème} volée :

$L_0 = 1.20m$

$H_0 = 0.85m$

$L_p = 1.45m$

En remplace dans l'équation (2)

$(2) \Rightarrow 64n^2 - 354n + 170 = 0$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n = 5$ (nombre de contre marche).

$n - 1 = 4$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm}$

$g = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$

$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{85}{120} \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$

$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L'_p = \frac{120}{\cos(35.31^\circ)} \Rightarrow L'_p = 147.05 \text{ cm}$

Epaisseur de la pailasse :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$\frac{147.05 + 145}{30} \leq e \leq \frac{147.05 + 145}{20} \Rightarrow e = 14 \text{ cm.}$

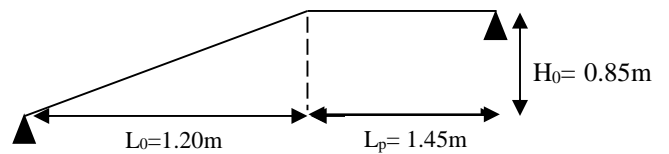


Figure II.16 Schéma statique de la 1^{er} volée du type 2

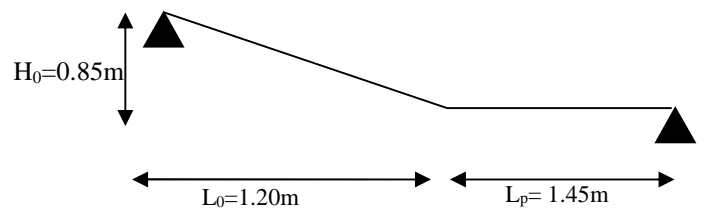
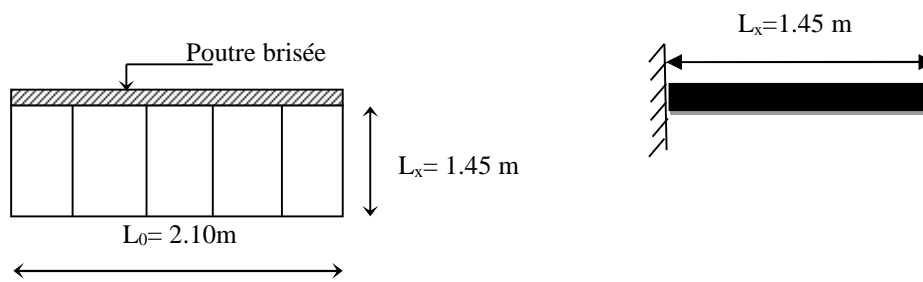


Figure II.17. Schéma statique de la 3^{ème} volée du type 2

2) 2^{ème} voléeFigure II.18 Schéma statique de la 2^{ème} volée du type 2

$$L_x = 1.45 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.10 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.36 \text{ m}$$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) \Rightarrow 64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$n = 8 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$n - 1 = 7 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la pailasse :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{145}{20} = 7.25 \text{ cm}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

$$e \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$ pour l'escalier à 3 volée

II.7. Evaluation des charges et surcharges: a partir du (DTR BC 2.2)

II.7.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.7.1.1. Plancher terrasse inaccessible plancher courant et plancher à usage de commerce:

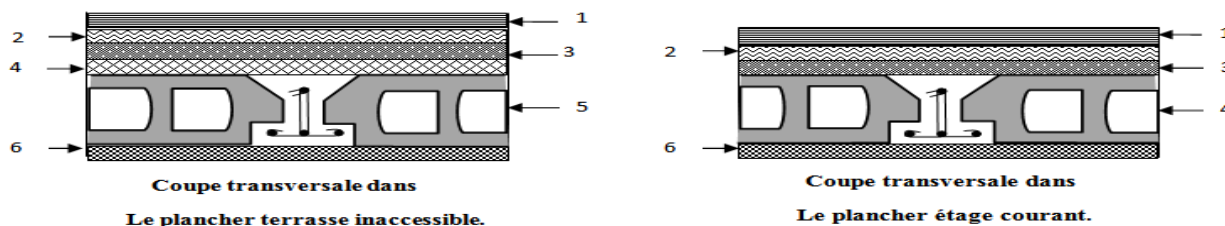
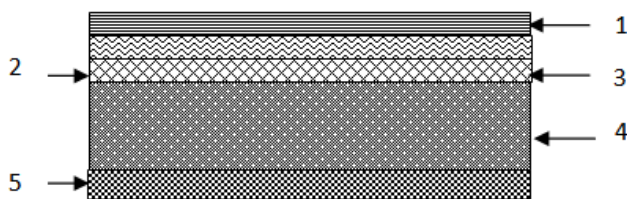


Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers en corps creux:

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.05	1	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher à corps creux (20+6)	14.25	0.26	3.7	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total	/	/	/	/	7.38	1
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+6)	14.25	0.26	3.7	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloison de distribution	10	0.13	1.30	
Total	/	/	/	/	6.40	1.5
Plancher à usage de commerce	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+6)	14.25	0.26	3.7	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.2	
	6	Cloison de distribution	10	0.13	1.3	
Total	/	/	/	/	6.40	5

II.7.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

Tableau II.3 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers Balcon:

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine BALCON	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
Total	/	/	/	/	5.15	3.5

II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

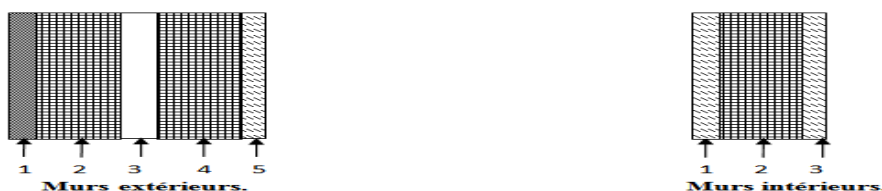


Tableau II.4. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs :

Type de murs	Réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.10	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	2.85

Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
	2	Brique creuse	9	0.10	0.9
	3	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Total	/	/	/	/	1.32

II.7.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

- **Paliers :**

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers 4.08:

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.19	4.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	6.23	2.5

- **volées:**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal: $\gamma \cdot e$
Vertical: $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$.

tel que : ($\alpha = 34.21^\circ$, $h=17$ cm et $g=30$ cm)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse	25	$0.19 / \cos 34.21$	5.75	2.5
Les marches	22	$0.19 / 2$	2.09	
Carrelage	horizontal	0.02	0.44	
	Vertical	$0.02 \cdot 0.57$	0.25	
	Total	/	/	
Mortier de pose	horizontal	0.02	0.4	
	vertical	$0.02 \cdot 0.57$	0.23	
	total	/	/	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.32	
Total	/	/	9.48	

- **Paliers :**

Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers RDC 4.50 :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.19	4.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	6.23	2.5

- **volées:**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

tel que : ($\alpha = 35.75^0$, $h=18$ cm et $g=30$ cm)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse	25	$0.19/\cos 35.75$	5.85	2.5
Les marches	22	$0.19/2$	2.09	
Carrelage	horizontal	0.02	0.44	
	Vertical	$0.02*0.6$	0.26	
	Total		0.7	
Mortier de pose	horizontal	0.02	0.4	
	vertical	$0.02*0.6$	0.24	
	total	/	/	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.32	
Total	/	/	9.6	

II.7.3.3. Etages courants :

- Paliers :

Tableau II.9.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers Etages courants

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	2.5

- volées:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$ h=17 cm
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

tel que : ($\alpha = 35.31^\circ$, h=17 cm et g=30cm)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse	25	0.15/cos35.21	4.59	2.5
Les marches	22	0.17/2	1.87	
Carrelage	horizontal	0.02	0.44	
	Vertical	0.02*0.57	0.25	
	Total		0.69	
Mortier de pose	horizontal	0.02	0.40	
	vertical	0.02*0.57	0.23	
	total	/	0.63	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.32	
Total	/	/	8.1	

II.7.4. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur sur la dalle :

Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur sur la dalle

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total KN/m ²
$G_1 = 25 \times 0.2 = 5$ $G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1$	$S = 1.50 \times 1.70$	$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.55}$	$G_{tot} = G + G' = 6.1 + 40$
$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$	$S = 2.55$	$G = 40$	$G_{tot} = 46.1$

Les charges d'exploitation est :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$: Pour Terrasse inaccessible

II .8 La descente de charge :

II.8.1 Les poteaux

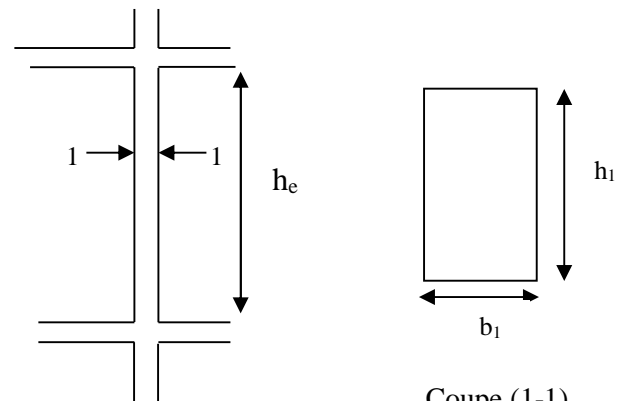
Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le prédimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

1) Stabilité de forme (flambement).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Hauteur libre d'étage.

Coupe (1-1).

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06\text{m}$ Pour les étages 2 jusqu'au 10.

$h_e = 4.50\text{m}$ Pour le RDC.

$h_e = 4.08\text{m}$ Pour l'Etage 1.

Figure .II. 19. Coupe du poteau

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

étages	RDC et Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8, 9 et 10
(b x h) cm ²	40 x 60	40 x 55	40 x 50	45 x 35	40 x 30

Tableau. II. 12.sections des poteaux préalables

Toutes les conditions du (RPA99 Art.7.4.1) pour tous les poteaux sont vérifiées.

La descente de charge se fait sur les poteaux les plus sollicités. En général, ces poteaux sont ceux qui ont la surface afférente la plus importante ainsi que les poteaux voisins des cages d’escalier.

Pour ce qui est de notre structure, la descente de charge a été faite sur les poteaux :

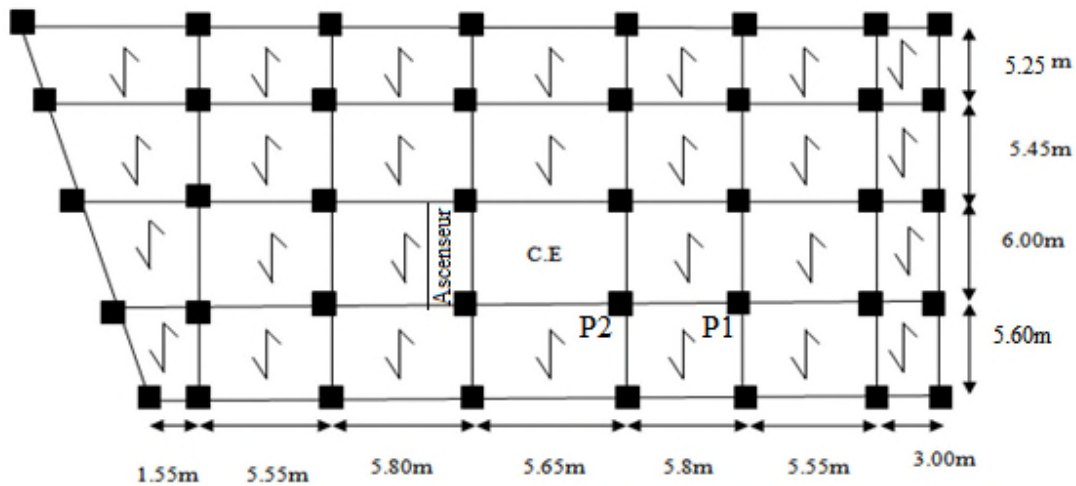


Figure .II. 20. Repérages des poteau P1 et P2

II.8.1.1Poteau P1 :

➤ **La surface afférente :**

1- Pour la charge d'exploitation :

• **terrasse inaccessible :**

$$S_q = (2.85 + 0.30 + 2.65) \times (2.70 + 0.30 + 2.75)$$

$$\Rightarrow S_q = 33.35m^2$$

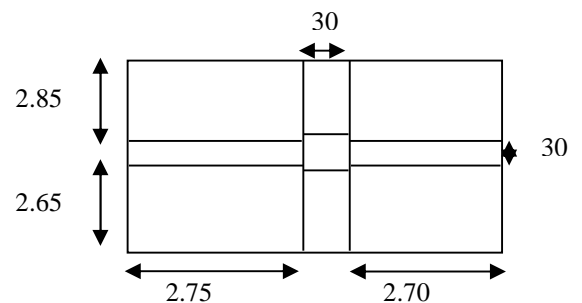


Figure. II. 20. Surface afférente du poteau P1

- **étage courant :**

$$S_q = 33.35 - (0.30 \times 0.30)$$

$$\Rightarrow S_q = 33.26 m^2$$

- 2- **Pour la charge permanente :**

$$S_g = (2.75 \times 2.85) + (2.85 \times 2.70) + (2.65 \times 2.70) + (2.65 \times 2.75)$$

$$\Rightarrow S_g = 29.97 m^2$$

- **Calcul du poids propres des éléments au poteau central P1 :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 29.97 \times 7.38 = 221.17 KN \\ Q = 33.35 \times 1 = 33.35 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 2 a 10 } \begin{cases} G = 29.97 \times 6.40 = 191.8 KN \\ Q = 33.26 \times 1,5 = 49.89 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC : } \begin{cases} G = 191.8 KN \\ Q = 33.26 \times 5 = 166.3 KN \end{cases}$$

Les poutres $L_{PP} = 5.45$ m $L_{PS} = 5.50$ m

$$\begin{cases} G_{pp} = 5.45 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 27.75 KN \\ G_{ps} = 5.50 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 28 KN. \end{cases}$$

Les poteaux : $GP = S \cdot 25 \cdot h_e$

Etage	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 ,9 et 10
S (m ²)	0.24	0.24	0.22	0.20	0.1575	0.12
GP (KN)	27	24.48	16.83	15.30	12.05	9.18

Tableau. II. 13. Evaluation des poids propres des poteaux

- **Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2 \times n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Terrasse(N₁) : Q₁₁ = Q_t

Etage 10 (N₂) : Q₉ = Q_t + Q_e

Etage 9 (N₃) : Q₈ = Q₉ + 0.9 x Q_e

Etage 8 (N₄) : Q₇ = Q₈ + 0.8 x Q_e

Etage 7 (N₅) : Q₆ = Q₇ + 0.7 x Q_e

Etage 6 (N₆) : Q₅ = Q₆ + 0.6 x Q_e

Etage 5 (N₇) : Q₄ = Q₅ + 0.5 x Q_e

Etage 4 (N₈) : Q₃ = Q₄ + 0.5 x Q_e

Etage 3 (N₉) : Q₂ = Q₃ + 0.5 x Q_e

Etage 2 (N₁₀) : Q₁ = Q₂ + 0.5 x Q_e

Etage 1 (N₁₁) : Q_{R1} = Q₁ + Q_{RDC}

RDC (N₁₂) : Q_{R2} = Q_{R1} + Q_{RDC}

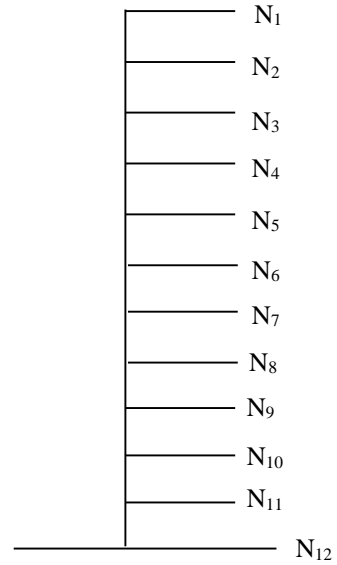


Figure. II.21. Schéma statique de la descente de charge.

➤ Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 1 :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	221.17	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
	Total	281.91	33.35
N2	Venant de N1	281.91	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
	Total	534.45	83.24

N3	Venant de N2	534.45	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
	Total	786.99	128.14
N4	Venant de N3	786.99	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
	Total	1042.4	168.05
N5	Venant de N4	1042.4	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
	Total	1279.81	202.97
N6	Venant de N5	1279.81	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.30	
	Total	1538.47	232.9
N7	Venant de N6	1538.47	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.30	
	Total	1797.13	257.84

N8	Venant de N7	1797.13	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (55 x 40) cm ²	16.83	
	Total	2057.32	282.79
N9	Venant de N8	2057.32	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (55 x 40) cm ²	16.83	
	Total	2317.51	307.73
N10	Venant de N9	2317.51	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (60 x 40) cm ²	24.48	
	Total	2585.35	474.03
N11	Venant de N10	2585.35	
	Plancher étage (20+6)	187.61	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Poteau (60 x 40) cm ²	27	
	Total	2855.71	640.33
Total	$N_s = G + Q$		3496.04
Total	$N_u = 1.35G + 1.5Q$		4815.70

Tableaux II.14. Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 1

II.8.1.2 Les surfaces afférentes pour le Poteau 2 (cage d'escalier) :

1- Pour la charge permanente :

- terrasse inaccessible :

$$S_q = (2.85 + 0.30 + 2.65) \times (2.67 + 0.30 + 2.75)$$

$$\Rightarrow S_q = 33.17 m^2$$

- étage courant :

$$S_q = 33.17 - (0.30 \times 0.30)$$

$$\Rightarrow S_q = 33.08 m^2$$

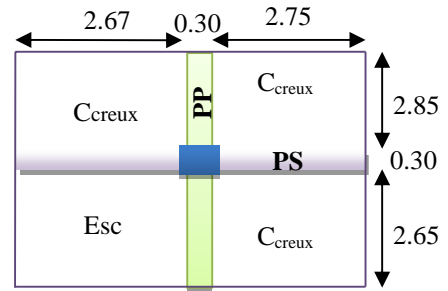


Figure II-22 Surface afférente (P2)

2- Pour la charge permanente :

$$S_g = (2.75 \times 2.85) + (2.85 \times 2.67) + (2.65 \times 2.67) + (2.65 \times 2.75)$$

- escalier :

$$\text{Palier : } S = 1.65 \times 1.45 = 2.39 m^2$$

$$\text{Paillasse : } S = (1.05 + 1.22) \times 1.45 = 3.33 m^2$$

➤ Calcul du poids propres des éléments au poteau central P2 :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 28.45 \times 7.38 = 209.96 KN \\ Q = 33.17 \times 1 = 33.17 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 2 a 10 } \begin{cases} G = 28.45 \times 6.26 = 182.09 KN \\ Q = 33.08 \times 1,5 = 49.62 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher Etage 1 : } \begin{cases} G = 182.09 KN \\ Q = 33.26 \times 5 = 165.4 KN \end{cases}$$

$$\text{Escalier : } \begin{cases} G_{\text{Eta 1}} = 46.45 KN \\ G_{\text{Etg 2...10}} = 39.47 KN \\ Q = 14.3 KN \end{cases}$$

Les poutres $L_{PP} = 5.45m$ $L_{PS} = 5.50m$

$$\begin{cases} G_{pp} = 5.45 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 27.75 KN \\ G_{ps} = 5.50 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 28 KN. \end{cases}$$

Les poteaux : GP = S. 25. h_e

Etage	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8,9 et 10
S (m ²)	0.24	0.24	0.22	0.20	0.1575	0.12
GP (KN)	27	24.48	16.83	15.30	12.05	9.18

Tableau. II. 15. Evaluation des poids propres des poteaux

➤ **Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 2 :**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	209.96	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
	Total	310.40	33.17
N2	Venant de N1	310.40	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
Total	592.89	97.09	
N3	Venant de N2	592.89	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
Total	875.35	154.62	
N4	Venant de N3	875.35	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G _{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G _{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
Total	1160.71	205.75	

N5	Venant de N4	1160.71	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
	Total	1446.07	250.50
N6	Venant de N5	1446.07	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.30	
	Total	1734.68	288.85
N7	Venant de N6	1734.68	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.30	
	Total	2023.29	320.81
N8	Venant de N7	2023.29	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (55 x 40) cm ²	16.83	
	Total	2313.43	352.77
N9	Venant de N8	2313.43	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	39.47	
	Poteau (55 x 40) cm ²	16.83	
	Total	2603.57	384.73

N10	Venant de N9	2603.57	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	46.45	
	Poteau (60 x 40) cm ²	24.48	
	Total	2908.34	564.43
N11	Venant de N10	2908.34	
	Plancher étage (20+6)	178.09	
	G_{pp} (45 x 30) cm ²	27.75	
	G_{ps} (45 x 30) cm ²	28	
	Escalier	46.85	
	Poteau (60 x 40) cm ²	27	
	Total	3216.03	744.13
Total	$N_s = G + Q$		3960.16
Total	$N_u = 1.35G + 1.5Q$		5457.83

Tableau II.16. Evaluation des charges G et Q pour le Poteau 2

$$G_{base} = 3216.03 \text{ KN}$$

$$Q_{base} = 744.13 \text{ KN}$$

Le calcul montrent que le poteau P2 voisin de la cage d'escalier est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 3216.03 + 1.5 \times 744.13 = 5457.83 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B .8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que :

$$N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$$

$$L'effort \text{ normal maximum } N_u = 5457.83 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N_u^* = 1.1 \times 5457.83 = 6003.62 \text{ KN}$$

❖ Vérification des poteaux :

1-Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Tel que } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : Section du poteau

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow \frac{6003.62 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.42 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.6 * 0.4 = 0.24 \text{ m}^2$.

$B = 0.24 \text{ m}^2 < 0.42 \text{ m}^2$. Non Vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau P2 à tous les niveaux :

niveau	Nu*(KN)	Section	B (m ²)	B _{Calculé} (m ²)	Observation
RDC	6003.62	60*40	0.24	0.42	Non Vérifiée
1 ^{er}	5250.19	60*40	0.24	0.36	Non Vérifiée
2 ^{ème}	4501.14	55*40	0.22	0.31	Non Vérifiée
3 ^{ème}	4017.51	55*40	0.22	0.28	Non Vérifiée
4 ^{ème}	3533.92	50*40	0.20	0.24	Non Vérifiée
5 ^{ème}	3052.60	50*40	0.20	0.21	Non Vérifiée
6 ^{ème}	2560.73	45*35	0.1575	0.17	Non Vérifiée
7 ^{ème}	2063.14	45*35	0.1575	0.14	Vérifiée
8 ^{ème}	1555.01	40*30	0.12	0.1	Vérifiée
9 ^{ème}	1040.64	40*30	0.12	0.07	Vérifiée
10 ^{ème} étages	515.67	40*30	0.12	0.03	Vérifiée

Tableau II.17. Vérification des poteaux à la compression simple.

- **Redimensionnement et vérification des poteaux :**

niveau	Section	B (m ²)	B _{Calculé} (m ²)	Observation
RDC	70*65	0.45	0.42	Vérifiée
1 ^{er}	65*60	0.39	0.36	Vérifiée
2 ^{ème}	60*55	0.33	0.31	Vérifiée
3 ^{ème}	55*55	0.30	0.28	Vérifiée
4 ^{ème}	55*50	0.27	0.24	Vérifiée
5 ^{ème}	50*45	0.22	0.21	Vérifiée
6 ^{ème}	45*45	0.20	0.17	Vérifiée

Tableau II.18. Redimensionnement et vérification des poteaux.

2-Vérification des conditions de RPA :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$$

$$\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq h_1 / b_1 \leq 4$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

3. Vérification au flambement :

- **ELU de stabilité de forme :**

D'après le (BAEL91), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

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

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

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton=1.5

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

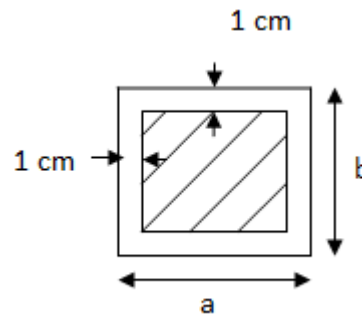
$As \geq 0.8\% \times Br$

On prend $As = 1\% \times Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$



• **Vérification du poteau du RDC 1 :**

$$l_f = 0.7 \times 4.50 = 3.15 \text{ m.}$$

$$B = 0.7 \times 0.65 = 0.455 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.7 \times 0.65^3}{12} = 0.016 \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.016}{0.455}} = 0.18$$

$$\lambda = \frac{3.15}{0.18} = 17.5 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.5}{35} \right)^2} = 0.81$$

D'après le **(BAEL91)**, on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq \frac{6003.62 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.337 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (70-2) \times (65-2) = 0.428 \text{ m}^2.$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

niveau	Nu*(KN)	Section	B (m ²)	B _{Calculé} (m ²)	Observation
RDC	6003.62	70*65	0.45	0.42	Vérifiée
1 ^{er}	5250.19	65*60	0.39	0.36	Vérifiée
2 ^{ème}	4501.14	60*55	0.33	0.31	Vérifiée
3 ^{ème}	4017.51	55*55	0.30	0.28	Vérifiée
4 ^{ème}	3533.92	55*50	0.27	0.24	Vérifiée
5 ^{ème}	3052.60	50*45	0.22	0.21	Vérifiée
6 ^{ème}	2560.73	45*45	0.20	0.17	Vérifiée
7 ^{ème}	2063.14	45*35	0.16	0.14	Vérifiée
8 ^{ème}	1555.01	40*30	0.12	0.1	Vérifiée
9 ^{ème}	1040.64	40*30	0.12	0.07	Vérifiée
10 ^{ème} étages	515.67	40*30	0.12	0.03	Vérifiée

Tableau II.19. Vérification des poteaux au flambement des poteaux.

II.9.conclusion:

Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

- Poutre principales : (45 × 30) cm²
- Poutre secondaires : (45 × 30) cm²
- Poteaux intermédiaires :
 - Poteau du RDC : (70 × 65) cm²
 - Poteau du 1^{er} Etage : (65 × 60) cm²
 - Poteau du 2^{ème} Etage : (60 × 55) cm²
 - Poteau du 3^{ème} Etage : (55 × 55) cm²
 - Poteau du 4^{ème} Etage : (55 × 50) cm²
 - Poteau du 5^{ème} Etage : (50 × 45) cm²
 - Poteau du 6^{ème} Etage : (45 × 45) cm²
 - Poteau du 7^{ème} Etage : (45 × 35) cm²
 - Poteau du 8^{ème} Etage : (40 × 30) cm²
 - Poteau du 9^{ème} Etage : (40 × 30) cm²
 - Poteau du 10^{ème} Etage : (40 × 30) cm²

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- . Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- . Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'ascenseur et l'acrotère.

III. Calcul des Planchers

III. 1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III. 1. 2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

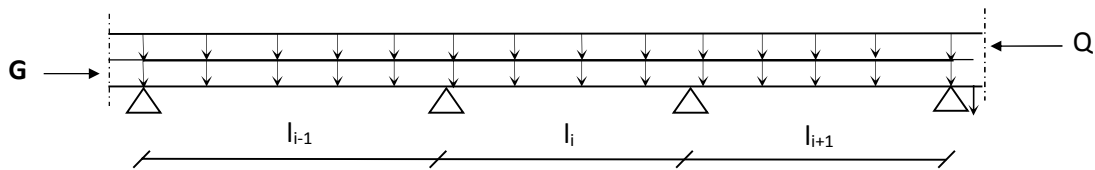


Figure. III. 1. Schéma d'une Poutre continue

III. 1. 3. Différents types de poutrelles

On se référant au plan de disposition des poutrelles montré au chapitre précédent à la figure nous obtenons les types de poutrelles montré sur le tableau III.1

Types de poutrelles	niveau	Schémas statiques
Type 1	Etages 1 à terrasse	
Type 2	Etages 1 à terrasse	
Type 3	Etages 1 à terrasse	
Type 4	Etages 2 à terrasse	
Type 5	Etages 2 à terrasse	
Type 6	Etages 1 à terrasse	
Type 7	Etages 1 à terrasse	

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

III. 1. 4. Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III. 1. 4. 1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

. Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Le **BAEL91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Vérification des conditions de BAEL

✓ Vérification des surcharges

Plancher terrasse inaccessible:

$$G = 7.38KN / m^2$$

$$Q = 1KN / m^2 \Rightarrow 1 \leq \min(14.76 ; 5) KN / m^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 6.40KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(12,80. ; 5) KN / m^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Plancher étage commercial (1^{er} étage au niveau 4.08m) :

$$G = 6.40KN / m^2$$

$$Q = 5KN / m^2 \Rightarrow 5 \leq \min(12,80 ; 5) KN / m^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

✓ **Vérification du Rapport** $\left(\frac{l_i}{l_{i+1}}\right)$

Les rapports des portées successives dans tous les types sont compris entre : $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$

✓ **Vérification du moment d'inertie**

I = Constant (le même corps creux) Vérifiée.

✓ **Vérification de la Fissuration**

La fissuration est peu nuisible. Vérifiée.

➤ *Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.*

. Principe de la méthode forfaitaire (Art. B 6.2.2.1.1)

Les moments fléchissant

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

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

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » sur la somme des charges permanentes

« G » et les charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs prise pour « $M_t; M_g; M_d$ » doivent vérifier les conditions suivantes :

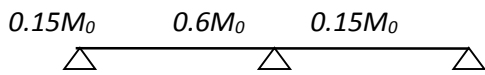
Travée de rive : $M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \right] - \frac{M_g + M_d}{2} \right); \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$

Travée intermédiaire :

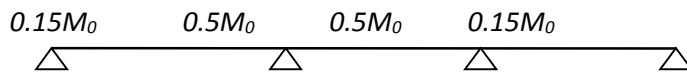
$$M_i \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right] - \frac{M_g + M_d}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

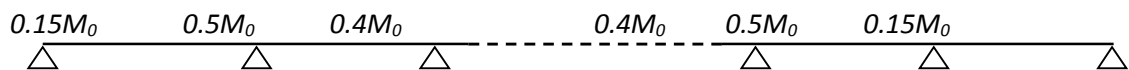
1) cas de 02 travées :



2) cas de 03 travées :



3) cas de plus de 03 travées :



Les efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V₀ avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Méthode de la RDM

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

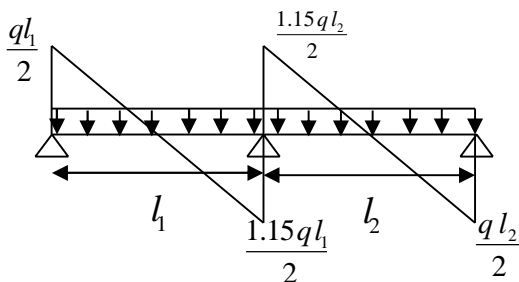


Fig. III. 2. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

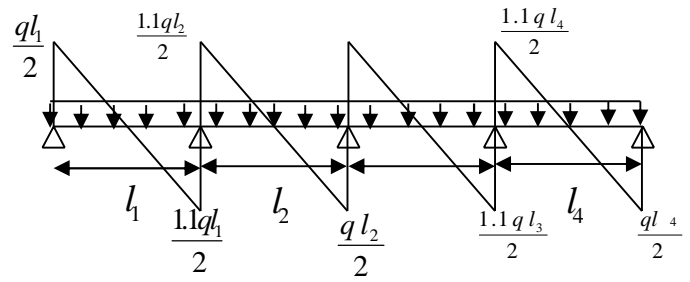


Fig. III. 3. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

III. 1. 5. Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

III. 1. 5. 1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.67 \times q_u$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.67 \times q_s$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Etages commerciaux	6.40	5.00	16.14	10.81	11.40	7.64
Etages d'habitation	6.40	1.50	10.89	7.29	7.90	5.29
Terrasse inaccessible	7.38	1.00	11.46	7.68	8.38	5.61

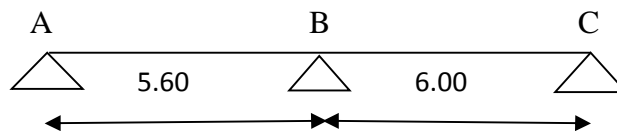
Tableau III.2. Charges et surcharges revenants aux poutrelles.

III. 1. 5. 1. Calcul des sollicitations

Pour illustrer la méthode de calcul on prendra comme exemple la poutrelle type 6 du plancher RDC et 1^{er} étage, les résultats obtenus pour les autres types sont résumés sur des tableaux.

❖ Pour le plancher 1^{er} étage

➤ Poutrelle type 6



A. Calcul des moments

• Moments isostatiques

$$M_0 : \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

à l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{10.81 \times 5.60^2}{8} = 42.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{10.81 \times 6.00^2}{8} = 48.64 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

Appui de rive

$$M_A = M_C = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$.

$$\text{Donc ; } M_A = M_C = -7.29 \text{ KN.m.}$$

Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 \times \text{Max} (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -29.18 \text{ KN.m.}$$

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+6.40} = 0.44$$

$$1+0.3\alpha = 1.13$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_{AB} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha) M_0^{AB} ; 1.05 M_0^{AB}] - \frac{M_G + M_D}{2} \\ 2) M_{AB} \geq \left[\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right] \times M_0^{AB} . \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_{AB} \geq 33.29 \\ 2) M_{AB} \geq 28.17 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{AB} = 33.29 \text{ KN.m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_{BC} \geq 40.37 \\ 2) M_{BC} \geq 32.34 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{BC} = 40.37 \text{ KN.m.}$$

à l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{7.64 \times 5.60^2}{8} = 29.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{7.64 \times 6.00^2}{8} = 34.38 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

Appui de rive

$$M_A = M_C = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$.

$$\text{Donc ; } M_A = M_C = - 5.16 \text{ KN.m.}$$

Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 \times \text{Max} (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -20.63 \text{ KN.m.}$$

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+6.40} = 0.44$$

$$1+0.3\alpha = 1.13$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1) } M_{AB} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha) M_0^{AB} ; 1.05 M_0^{AB}] - \frac{M_G + M_D}{2} \\ \mathbf{2) } M_{AB} \geq \left[\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right] \times M_0^{AB} . \end{array} \right.$$

$$\mathbf{1) } M_{AB} \geq 19.25$$

$$\mathbf{2) } M_{AB} \geq 19.91$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow M_{AB} = 19.91 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{1) } M_{BC} \geq 24.26$$

$$\mathbf{2) } M_{BC} \geq 22.86$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow M_{BC} = 24.26 \text{ KN.m.}$$

B. Calcul de l'effort tranchant

à l'ELU :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{10.81 \times 5.60}{2} = 30.26 \text{ KN.} \\ V_B = -1.15 \times \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{10.81 \times 5.60}{2} = -34.81 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{10.81 \times 6.00}{2} = 37.29 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{10.81 \times 6.00}{2} = -32.43 \text{ KN.} \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} = \frac{7.64 \times 5.60}{2} = 21.39 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times \frac{q_s \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{7.64 \times 5.60}{2} = -24.60 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{q_s \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{7.64 \times 6.00}{2} = 26.36 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{q_s \times l_{BC}}{2} = -\frac{7.64 \times 6.00}{2} = -22.92 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats obtenus pour les différents types de poutrelles sont sur les tableaux suivants :

- Plancher RDC
- Type 1

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	10.81	42.391	0	-24.332	35.808	30.279	35.686
	B-C	6.00	10.81	48.663	-24.332	-19.465	33.173	35.686	-32.442
	C-D	5.45	10.81	40.15	-19.465	-20.075	25.668	-32.442	-32.415
	D-E	5.25	10.81	37.258	-20.075	0	32.127	-32.415	-28.387
E. L. S.	A-B	5.60	7.64	29.941	0	-17.186	25.291	18.11	21.74
	B-C	6.00	7.64	34.371	-17.186	-13.748	23.431	21.74	-21.74
	C-D	5.45	7.64	28.358	-13.748	-14.179	18.129	-21.74	-19.52
	D-E	5.25	7.64	26.315	-14.179	0	22.691	-19.52	-17.20

Tableau III.3. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 2 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	C-D	5.45	10.81	40.15	0	-24.09	33.393	29.468	-33.888
	D-E	5.25	10.81	37.258	-24.09	0	30.12	-33.888	-28.387
E.L. .S.	C-D	5.45	7.64	28.358	0	-17.015	23.585	17.75	-20.41
	D-E	5.25	7.64	26.315	-17.015	0	21.273	-20.41	-17.20

Tableau III.4. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 3 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	A-B	5.60	10.81	42.391	0	0	42.391	30.279	- 30.279
E.L.S.	A-B	5.60	7.64	29.941	0	0	29.941	18.11	-18.11

Tableau III.5. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 4 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	10.81	42.391	0	-24.332	35.808	30.279	35.686
	B-C	6.00	10.81	48.663	-24.332	-24.332	30.74	35.686	-35.686
	C-D	5.45	10.81	40.15	-24.332	0	33.272	-35.686	-29.468
E.L. .S.	A-B	5.60	7.64	29.941	0	-17.186	25.291	18.11	21.74
	B-C	6.00	7.64	34.371	-17.186	-17.186	21.712	21.74	-21.74
	C-D	5.45	7.64	28.358	-17.186	0	23.5	-21.74	-17.75

Tableau III.6. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.▪ **Type 5 :**

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	C-D	5.45	10.81	40.15	0	0	40.15	29.46	-29.46
E.L.S.	C-D	5.45	7.64	28.358	0	0	28.358	17.75	-17.75

Tableau III.7. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.▪ **Type 6 :**

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	10.81	42.391	0	-29.198	33.375	30.279	37.308
	B-C	6.00	10.81	48.663	-29.198	0	40.473	37.308	-32.442
E.L. .S.	A-B	5.60	7.64	29.941	0	-20.623	23.573	4.95	4.95
	B-C	6.00	7.64	34.371	-20.623	0	28.586	7.32	7.32

Tableau III.8. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.▪ **Type 7 :**

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	B-C	5.40	10.81	48.663	0	0	48.663	27.99	-27.99
E.L.S.	B-C	5.40	7.64	34.371	0	0	34.371	19.76	-19.76

Tableau III.9. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

- Plancher étage courant
- Type 1 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.29	28.6	0	-16.416	22.022	20.429	24.077
	B-C	6.00	7.29	32.832	-16.416	-13.133	19.929	24.077	-21.888
	C-D	5.45	7.29	27.089	-13.133	-13.545	15.294	-21.888	-21.87
	D-E	5.25	7.29	25.137	-13.545	0	19.797	-21.87	-19.152
E. L. S.	A-B	5.60	5.29	20.749	0	-11.91	15.977	12.47	14.97
	B-C	6.00	5.29	23.819	-11.91	-9.528	14.458	14.97	-14.97
	C-D	5.45	5.29	19.652	-9.528	-9.826	11.095	-14.97	-13.44
	D-E	5.25	5.29	18.236	-9.826	0	14.362	-13.44	-11.84

Tableau III.10. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

- Type 2 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	C-D	5.45	7.29	27.089	0	-16.253	20.507	19.882	-22.864
	D-E	5.25	7.29	25.137	-16.253	0	18.443	-22.864	-19.152
E.L. .S.	C-D	5.45	5.29	19.652	0	-11.791	14.877	12.22	-14.05
	D-E	5.25	5.29	18.236	-11.791	0	13.38	-14.05	-11.84

Tableau III.11. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS

- Type 3 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	A-B	5.60	7.29	28.6	0	0	28.6	20.429	-20.429
E.L.S.	A-B	5.60	5.29	20.749	0	0	20.749	12.47	-12.47

Tableau III.12. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 4 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.29	28.6	0	-16.416	22.022	20.429	24.077
	B-C	6.00	7.29	32.832	-16.416	-16.416	18.287	24.077	-24.077
	C-D	5.45	7.29	27.089	-16.416	0	20.425	-24.077	-19.882
E.L. .S.	A-B	5.60	5.29	20.749	0	-11.91	15.977	12.47	14.97
	B-C	6.00	5.29	23.819	-11.91	-11.91	13.267	14.97	-14.97
	C-D	5.45	5.29	19.652	-11.91	0	14.817	-14.97	-12.22

Tableau III.13. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 5 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	C-D	5.45	7.29	27.089	0	0	27.089	19.882	-19.882
E.L.S.	C-D	5.45	5.29	19.652	0	0	19.652	12.22	-12.22

Tableau III.14. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 6 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.29	28.6	0	-19.699	20.381	20.429	25.171
	B-C	6.00	7.29	32.832	-19.699	0	24.854	25.171	-21.888
E.L. .S.	A-B	5.60	5.29	20.749	0	-14.291	14.786	12.47	15.65
	B-C	6.00	5.29	23.819	-14.291	0	18.031	15.65	-13.61

Tableau III.15. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

- Type 7 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	B-C	6.00	7.29	32.832	0	0	32.832	21.888	-21.888
E.L.S.	B-C	6.00	5,29	23.819	0	0	23.819	13.61	-13.61

Tableau III.16. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

- Plancher terrasse inaccessible

- Type 1 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.68	30.106	0	-17.28	22.971	21.504	25.344
	B-C	6.00	7.68	34.56	-17.28	-13.824	20.736	25.344	-23.04
	C-D	5.45	7.68	28.514	-13.824	-14.257	15.899	-23.04	-23.021
	D-E	5.25	7.68	26.46	-14.257	0	20.655	-23.021	-20.16
E. L. S.	A-B	5.60	5,61	22.011	0	-12.634	16.795	13.24	15.89
	B-C	6.00	5,61	25.268	-12.634	-10.107	15.161	15.89	-15.89
	C-D	5.45	5,61	20.847	-10.107	-10.424	11.624	-15.89	-14.27
	D-E	5.25	5,61	19.345	-10.424	0	15.1	-14.27	-12.57

Tableau III.17. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

- Type 2 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	C-D	5.45	7.68	28.514	0	-17.108	21.386	20.928	-24.067
	D-E	5.25	7.68	26.46	-17.108	0	19.229	-24.067	-20.16
E.L. S.	C-D	5.45	5,61	20.847	0	-12.508	15.635	12.97	14.45
	D-E	5.25	5,61	19.345	-12.508	0	14.058	14.45	-12.57

Tableau III.18. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 3 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	A-B	5.60	7.68	30.106	0	0	30.106	21.504	-21.504
E.L.S.	A-B	5.60	5,61	22.011	0	0	22.011	13.24	-13.24

Tableau III.19. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 4 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.68	30.106	0	-17.28	22.971	21.504	25.344
	B-C	6.00	7.68	34.56	-17.28	-17.28	19.008	25.344	-25.344
	C-D	5.45	7.68	28.514	-17.28	0	21.3	-25.344	-20.928
E.L. .S.	A-B	5.60	5,61	22.011	0	-12.634	16.795	13.24	15.89
	B-C	6.00	5,61	25.268	-12.634	-12.634	13.897	15.89	-15.89
	C-D	5.45	5,61	20.847	-12.634	0	15.572	-15.89	12.97

Tableau III.20. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 5 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	C-D	5.45	7.68	28.514	0	0	28.514	20.928	-20.928
E.L.S.	C-D	5.45	5,61	20.847	0	0	20.847	12.97	-12.97

Tableau III.21. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 6 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E. L. U.	A-B	5.60	7.68	30.106	0	-20.736	21.243	21.504	26.496
	B-C	6.00	7.68	34.56	-20.736	0	25.92	26.496	-23.04
E.L. .S.	A-B	5.60	5,61	22.011	0	-15.161	15.531	13.24	16.61
	B-C	6.00	5,61	25.268	-15.161	0	18.951	16.61	-14.44

Tableau III.22. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

▪ Type 7 :

	Travée	L (m)	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
E.L.U.	B-C	6.00	7.68	34.56	0	0	34.56	23.04	-23.04
E.L.S.	B-C	6.00	5,61	25.268	0	0	25.268	14.44	-14.44

Tableau III.23. Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

Tableau récapitulatif

$M_{ap\ riv}^{\max}$ (KN.m)	$M_{ap\ int}^{\max}$ (KN.m)	M_{trav}^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)
7.29	29.20	48.66	37.31

Tableau III.24. Sollicitations maximales.

III.1.6. Ferrailage des poutrelles

Plancher RDC

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.67 \times 0.06 \times 14.2 \times \left(0.24 - \frac{0.06}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 119.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = 48.66 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression, d'où il faut faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures :

A. Longitudinales :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} b d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{48.66}{14.2 \times 10^3 \times 0.67 \times 0.24^2} = 0.088 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{\text{trav}}^{\text{max}}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.088)}) = 0.125$$

$$Z = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.125) = 0.228 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{48.66 \times 10^{-3}}{0.228 \times 348} = 6.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 6.35 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.67 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{vérifié.}$$

En appuis :

1) Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.29 \times 10^{-3}}{0.67 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A}_0 = 0\text{)}.$$

$$\mu_{bu} = 0.013 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (}\xi_s = 10\% \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.013)}) = 0.016$$

$$z = 0.24 (1 - (0.4 \times 0.016)) = 0.238 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.29 \times 10^{-3}}{0.238 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

2) Appuis intermédiaires :

$$M_{tu} = 119.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 29.20 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{29.20 \times 10^{-3}}{0.67 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.053$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.068$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.068) = 0.223 \text{ m}$$

$$A_{int} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{29.20 \times 10^{-3}}{0.223 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.67 \times 0.24 \times \frac{2.1}{400} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \text{ calculé}$$

On choisit : $A_{int} = 2\text{HA}16 = 4.02 \text{ cm}^2$

B. Transversales :**• Cisaillement :**

$$V^{\max} = 37.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{37.31 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24} = 1.29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ Mpa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérfié.}$$

Choix des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \varphi_1) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \min(25/35 ; 12/10 ; 12) = 0.71 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit un étrier } \Phi 8$$

• L'espacement

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 20.7 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.12 \times (1.29 - 0.3 \times 2.1)} = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St = 20 \text{ cm}$$

Poutrelles	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal	
	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Barres	$A (cm^2)$	A_t	$S_t (cm)$
Appuis (rive)	0.80	/	1HA12	1.13	2HA8	20
Appuis (inter)	3.75	1.94	2HA16	4.02		
Travée	6.13	1.94	2HA16+1HA14 +1HA10	6.53		

Tableau III. 25. Ferrailage des poutrelles

III. 1. 7. Vérifications Diverse

III. 1. 7. a- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a. 1- Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$$a \leq 0.9d = 0.9 \times 0.24 = 0.216 \text{ m Soit } a = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 32.19 \leq 0.267 \times 0.20 \times 0.12 \times 25 = 160.2 \text{ KN } \text{ Vérifiée}$$

a. 2- Vérification des armatures longitudinales (A_t):

. Appui de rive

$$A_t \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{37.31 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.13 + 4.02 = 5.15 \text{ cm}^2 \geq 1.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

. Appui intermédiaire

$$A_t \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(37.31 - \frac{29.20}{0.9 \times 0.24} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.107 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

b-Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{0.275 \times 37.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.24 \times 0.06} = 0.79 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée.}$$

c-Vérification de la condition d'adhérence :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s^2 . f_{t28}$$

Tel que :

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

τ_{se} : Contrainte d'adhérence à l'E.L.U

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence ($\bar{\tau}_{se} = \psi_s^2 . f_{t28}$)

ψ_s : coefficient de scellement des barres

$\psi_s = 1$ pour les R.L

$\psi_s = 1,5$ pour les H.A

$$\sum \mu_i = 3.14 \times (12 + 2 \times 14 + 3 \times 16) = 276.32 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 32.19 \times 10^3 / (0.9 \times 230 \times 276.32) = 0.563 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 1.666 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Vérifiée}$$

III. 1. 7. b-Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

b.1-Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée :

$$M_t^{\max} = 48.66 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.67 \times \frac{0.06^2}{2} - 15 \times 6.35 \times 10^{-4} \times (0.24 - 0.06) = -8.16 \text{ cm}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow Calcul d'une section en T)

Calcul de Y :

$$b_0/2 * y^2 + [15(A+A') + (b-b_0)*h_0]* y - 15*(Ad+ A'd') - (b-b_0)*h_0^2/2 = 0$$

$$5y^2 + 365.45 y - 2767.85 = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.02 \text{ cm}$$

Calcul de I:

$$I = (b_0 \cdot y^3)/3 + (b-b_0) \cdot (h_0^3 / 12) + (b-b_0) \cdot h_0 \cdot (y - h_0/2)^2 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 30441.79 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{26.67 \times 10^{-3}}{30441.79 \times 10^{-8}} \times 0.0702 = 6.15 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ vérifié.

-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 22.23 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.67 \times \frac{0.06^2}{2} - 15 \times 4.02 \times 10^{-4} \times (0.24 - 0.06) = -19.1 \text{ cm}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow Calcul d'une section en T)

$$y = 5.05 \text{ cm}$$

$$I = 17676.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.35 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ vérifié.

b.2-Etat limite d'ouverture des fissures : (Art B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b.3-Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

III.1.7.c-Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche est nécessaire :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad * \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad * \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{540} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{La condition n'est pas satisfaite}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 0.5\right)$

$$f_{adm} = \left(\frac{600}{1000} + 0.5\right) = 1.1 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

III.1.7.d-Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.67 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.67 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Contraintes**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 0.67 \times 3.56 = 2.31 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 0.67 \times 6.40 = 4.07 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G+Q) = 0.67 \times (6.4 + 5.00) = 7.32 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.31 \times 6.00^2}{8} = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.07 \times 6.00^2}{8} = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{7.32 \times 6.00^2}{8} = 20 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 6.87 \text{ cm}$$

$$I = 3.381 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_0 = 4.665 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = 0.027$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.027} = 1.545$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 1.545 = 0.618$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.31 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.0687)}{3.181 \cdot 10^{-4}} = 48.023 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.12 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.0687)}{3.181 \cdot 10^{-4}} = 84.612 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{20 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.0687)}{3.181 \cdot 10^{-4}} = 152.176 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 48.023 + 2.1} = 0.503$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 84.612 + 2.1} = 0.679$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.027 \times 152.176 + 2.1} = 0.805$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 4.665 \cdot 10^{-4}}{1 + 1.545 \times 0.503} = 0.0002886 \text{ m}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 4.665 \cdot 10^{-4}}{1 + 1.545 \times 0.679} = 0.0002505 \text{ m}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 4.665 \cdot 10^{-4}}{1 + 1.545 \times 0.805} = 0.0002286 \text{ m}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 4.665 \cdot 10^{-4}}{1 + 0.618 \times 0.679} = 0.0003615 \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.31 \times 10^{-3} \times 6.00^2}{10 \times 32164.2 \times 0.0002886} = 1.965 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{11.12 \times 10^{-3} \times 6.00^2}{10 \times 32164.2 \times 0.0002505} = 3.990 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{20 \times 10^{-3} \times 6.00^2}{10 \times 32164.2 \times 0.0002286} = 7.863 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{11.12 \times 10^{-3} \times 6.00^2}{10 \times 10721.4 \times 0.0003615} = 8.294 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.294 - 1.965 + 7.863 - 3.990$$

$$\Delta f = 10.2 \text{ mm} \leq f_{adm} = 11 \text{ mm} \quad \text{Vérifiée.}$$

III.1.8. Calcul du Ferrailage :

Plancher		RDC	Etage courant	Terrasse
Travée	M_t (KN.m)	48.66	25.35	26.71
	μ_{bu}	0.078	0.052	0.054
	α	0.1	0.066	0.070
	Z (M)	0.22	0.223	0.223
	A (Cm^2)	6.35	4.21	5.41
Appui intermédiaire	M_a (KN.m)	29.20	15.21	16.03
	μ_{bu}	0.046	0.202	0.213
	α	0.059	0.286	0.304
	Z (M)	0.22	0.203	0.202
	A (Cm^2)	3.08	2.14	2.279

Appui de rive	M_a (KN.m)	7.29	3.8	4.00
	μ_{bu}	0.01	0.007	0.008
	α	0.012	0.008	0.01
	Z (M)	0.23	0.228	0.229
	A (Cm ²)	1.13	0.79	0.79

Tableau III. 26. Calcul du Ferrailage des Poutrelles.

Récapitulation des armatures longitudinales et transversales adoptées

Planchers		Barres	Ferrailage transversal	
			A_t	S_t (cm)
Terrasse inaccessible	Appuis (rive)	1HA10	2HA8	20
	Appuis (inter)	2HA10+1HA12		
	Travée	1HA10+3HA14		
Etages	Appuis (rive)	1HA10		
	Appuis (inter)	2HA12		
	Travée	2HA14+1HA12		
RDC	Appuis (rive)	1HA12		
	Appuis (inter)	2HA16		
	Travée	2HA16+1HA14 +1HA10		

Tableau III. 27. Armatures longitudinales et transversales adoptées.

III.1.8.a. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

	Armatures longitudinales		Junction table-nervure	Effort tranchant	
	App rive	App inter		Béton	Cisaillement
Planchers	$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u = 133.5 \text{ KN.}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ $\bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$
RDC 1 et 2	$A_l = 1.13$ $A_l \geq 0.92$ Vérifiée.	$A_l = 3.08$ $A_l \geq -2.33$ Vérifiée.	$\tau_u = 0.85 \text{ Mpa}$ Vérifiée.	$V_u = 32.19 \text{ KN}$ Vérifiée.	$\tau_u = 1.39 \text{ Mpa}$ Vérifiée.
Etage Courant	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.62$ Vérifiée.	$A_l = 2.26$ $A_l \geq -1.49$ Vérifiée.	$\tau_u = 0.57 \text{ Mpa}$ Vérifiée.	$V_u = 21.59 \text{ KN}$ Vérifiée.	$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa}$ Vérifiée.
Terrasse	$A_l = 0.79$ $A_l \geq 0.65$ Vérifiée.	$A_l = 2.7$ $A_l \geq -1.57$ Vérifiée.	$\tau_u = 0.60 \text{ Mpa}$ Vérifiée.	$V_u = 22.75 \text{ KN}$ Vérifiée.	$\tau_u = 0.99 \text{ Mpa}$ Vérifiée.

Tableau III. 28. Vérification au cisaillement.

III.1.8.b. Vérification de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \pm = 32164.195 \text{ Mpa.} \quad ; \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ Mpa.}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers	RDC et 1 ^{er} étage			Etage courant			Terrasse			
	q _{ser} (KN/m)	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}
		2.31	4.07	7.32	2.31	4.07	5.04	2.31	4.71	5.36
M _{ser} (KN/m)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	
	6.31	11.12	20	6.31	11.12	13.78	6.31	12.87	14.65	

A (cm ²)	6.35	4.21	5.41
L (m)	5.40	5.40	5.40
$\Delta f =$ (cm)	1.02	0.98	0.95
$f_{adm} =$ (cm)	1.04	1.04	1.04
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III. 29. Vérification de la flèche.

III.1.9. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 67}{400} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où on opte pour un treillis soudé TS Ø5 150×150

➤ Schéma de ferrailage de la dalle de compression

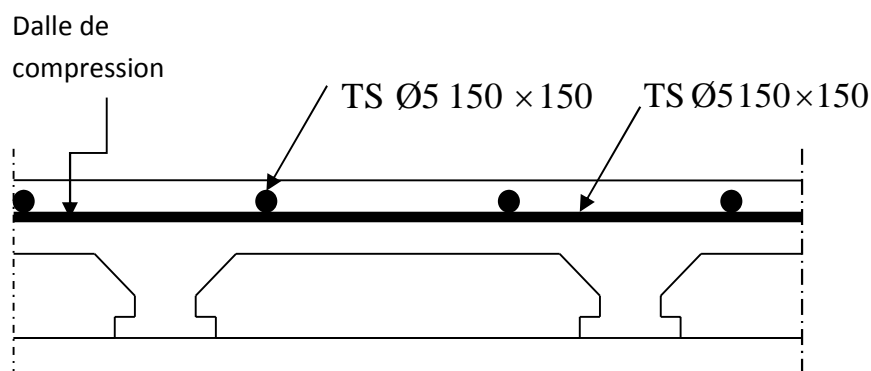


Figure. III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse	<p>1 HA 10 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 10 3 HA 14</p>	<p>2 HA 10 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 12 1 HA 10 3 HA 14</p>
Étage courant	<p>2 HA 12 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 12 2 HA 14</p>	<p>1 HA 10 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 12 2 HA 14</p>
1 ^{er} étage (Commerce)	<p>2 HA 16 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 14 + 1 HA 10 2 HA 16</p>	<p>1 HA 12 $\Phi 8, S_t=20\text{cm}$ 1 HA 14 + 1 HA 10 2 HA 16</p>

Tableau III. 30. Schéma de ferrailage des poutrelles

II.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (D2)

- **Calcul du chargement**

$$G=5.15\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 = 12.20 \text{KN/ml.} \\ q_s = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

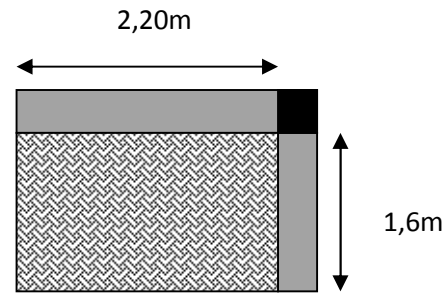


Fig III.5 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{2.2} = 0.73 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.73$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \quad \text{Annexe (I)}$$

- **Calcul de M_{x0} et M_{y0}**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = (\mu_x \times q \times l_x^2) = (0.0646 \times 12.20 \times 1.60^2) = 2.01 \text{KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4780 \times 2.01 = 0.96 \text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0708 \times 8.65 \times 1.6^2 = 1.56 \text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6188 \times 1.56 = 0.96 \text{KN.m/ml} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.71 \text{KN.m/ml} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.82 \text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.33 \text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.82 \text{KN.m/ml} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M^x_{0u} = -1KN.m / ml \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M^x_{0ser} = -0.78KN.m / ml \end{cases}$$

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$d_x=13cm \quad d_y=12.2cm$$

Sens-x :

➤ **en travée :**

$$M_u^x = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.007125$$

$$\mu_{bu} = 0.007125 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.008938$$

$$z = d_x \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1295m$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{1.71 \times 10^{-3}}{0,1295 \times 348} = 0.38cm^2/ml$$

Soit : $A = 4HA10 = 3.14cm^2/ml$

➤ **En appuis :**

$$M_a^x = 0,5 M_x = 1KN.m$$

$$\mu_{bu} = 0,004$$

$$\alpha = 0,005$$

$$z = 0,1297m$$

$$A_a^x = 0,22cm^2$$

Soit : $A_a^x = 4HA10 = 3.14cm^2/ml$

Sens-y :

➤ **En Travée :**

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,82 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times f_{bu} \times d_y^2} = \frac{0,82 \times 10^{-3}}{1 \times 14,2 \times 0,1222^2} = 0,0038$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0,0047$$

$$z = d_y \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1222 \text{m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{0,82 \times 10^{-3}}{0,1222 \times 348} = 0,17 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_t^y = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **En appuis :**

$$M_a^y = 0,5M_x = 1 \text{KN.m}$$

Soit : $A_a^y = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2/\text{ml}$

Espacement :

Parallele à l_x : $St \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{cm})$

Parallele à l_y : $St \leq \min(4 \cdot e, 45 \text{cm})$

Parallele à l_x : $St \leq \min(3 \cdot 15, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$.

Parallele à l_y : $St \leq \min(4 \cdot 15, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$.

On prend:

Parallele à l_x : $St = 33 \text{cm}$.

Parallele à l_y : $St = 40 \text{cm}$

4.Verification:

✓ **L'effort tranchant :**

$$\rho > 0,4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12.2 \times 1.6}{2} \times \frac{2.2^4}{1.6^4 + 2.2^4} = 7.62 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{12.2 \times 2.2}{2} \times \frac{1.6^4}{1.6^4 + 2.2^4} = 2.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0586 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Condition de non fragilités** : $e > 12\text{cm}$, $\rho > 0.4$ et $\rho_0 = 0.0008$

Sens x :

$$A_{t\text{ cal}}^x > A_{\text{min}}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = \frac{1,36\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Soit : $A = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens y :

$$A_{t\text{ cal}}^y > A_{\text{min}}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_t^y = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Soit : $A_t^y = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2/\text{ml}$

3 ^{eme} type de dalle	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² / ml)	A_{min} (cm ² / ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² / ml)	S_t (cm)
En travée	x-x	1.71	0.0071	0.0089	0.1295	0.38	1.36	4HA10= 3.14	33
	y-y	0.82	0.0038	0.0047	0.1222	0.17	1.20	3HA10= 2.36	40
En appui	x-x	1	0.004	0.005	0.1297	0.22	1.36	4HA10= 3.14	33
	y-y								

Tableau III.31. Résultats de ferrailage de 2^{eme} type de dalle

Verification a l'ELS :

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

$$A' = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

• **En travées**

Sens x-x

$$M_x^t_{ser} = 1.33KN.m$$

$$Y = 2,51 cm$$

$$I = 3844,82cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.868MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$M_{y_{ser}}^t = 0.82 \text{KN.m}$$

$$Y = 2,14 \text{ cm}$$

$$I = 2641,78 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.6642 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

Sens x-x

$$M_{y_{ser}}^a = 0.78 \text{KN.m}$$

$$Y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = 3844,82 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.5092 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$M_{y_{ser}}^a = 0.78 \text{KN.m}$$

$$Y = 2,43 \text{ cm}$$

$$I = 3385,73 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.5598 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans les aciers tendus :

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa} .$$

$$M_{x_{ser}}^t = 1.33 \text{KN.m}$$

$$Y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = 3844,82 \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 54.43 \text{MPa}.$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ condition vérifiée.

Etat limite de déformation (la flèche) :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^{t^{ser}}}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.6} = 0.09375 > \frac{1.33}{20 \times 1.56} = 0.0426$ vérifiée

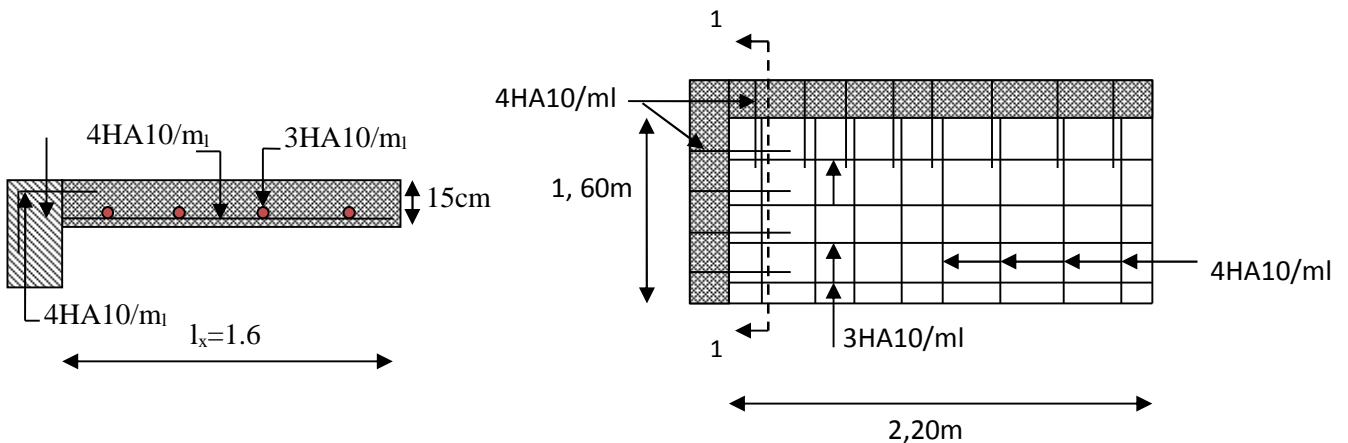
2. $\frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ vérifiée

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^{t^{ser}}}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{2.2} = 0.06818 > \frac{0.82}{20 \times 0.96} = 0.0427$ vérifiée

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{1 \times 0.122} = 0.0019 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ vérifiée

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions



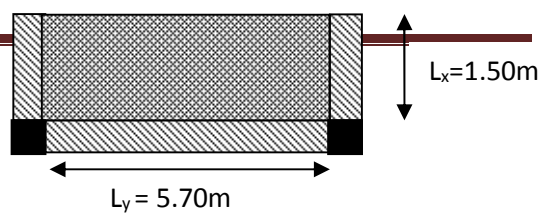
Coupe 1-1 dalle sur 2 appuis

Figure III.6. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis

Dalle sur trois appuis :

Evaluation des charges :

Promotion 2014/2015



$$G = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) = 12.20 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P_s = G + Q = 8.65 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.5 \text{ m} ; l_y = 5.7 \text{ m}$$

$$l_x = 1.5 \text{ m} \leq \frac{l_y}{2} = 2.85 \text{ m}$$

$$1) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{12.20 \times 1.5^3}{6} = 6.86 \text{ KN} . \text{m} \\ M_0^x = \frac{12.20 \times 1.5^2 \times 5.7}{2} - \frac{2 \times 12.20 \times 1.5^3}{3} = 50.78 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 43.16 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 5.83 \text{ KN} . \text{m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 50.78 = -25.39 \text{ KN} . \text{m}$$

Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1 \text{ m}$ et d'épaisseur

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

En travée :**Sens x-x :**

$$M_x^t = 43.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.25$$

$$Z = 0.117 \text{ cm}$$

$$A_x^t = \frac{43.16 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 10.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : 7 HA14 = 10.78 cm² / ml

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_S = 10.78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0285 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.036$$

$$Z = 0.118 \text{ cm}$$

$$A_y^t = \frac{5.83 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_S = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

On opte pour 4 HA10 = 3.14 cm² / ml

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 25.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.1058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.14$$

$$Z = 0.123 \text{ m}$$

$$A_x^a = \frac{25.39 \times 10^{-3}}{0.123 \times 348} = 5.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : 4HA14 = 6.16 cm² / ml

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

On opte pour 4HA14 = 6.16 cm² / ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Résultats de ferrailage de 3^{eme} type de dalle :

3 ^{eme} type de dalle	Sens	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² / ml)	S _t (cm)
En travée	x-x	43.16	10.60	1.20	7HA14=10.78	17
	y-y	5.83	1.42	1.20	4HA10=3.14	33
En appui	x-x	15.23	3.50	1.20	4HA14=6.16	33
	y-y					

Vérification :❖ **A P'ELU :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12.20 \times 1.5}{2} \times \frac{5.7^4}{1.5^4 + 5.7^4} = 9.10 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{12.20 \times 5.7}{2} \times \frac{1.5^4}{1.5^4 + 5.7^4} = 0.166 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **A I'ELS :**

$$p_s = 8.65 \text{ KN/ml}$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{8.65 \times 1.5^3}{6} = 4.86 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{8.65 \times 1.5^2 \times 5.7}{2} - \frac{2 \times 8.65 \times 1.5^3}{3} = 36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 36 = 30.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 4.86 = 4.13 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 36 = -18 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$A'_s = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

- **En travées**

Sens x-x

$$M_{x_{ser}}^t = 30.6 \text{ KN.m}$$

$$Y = 5.06 \text{ cm}$$

$$I = 14512.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$M_{y_{ser}}^t = 4.13 \text{ KN.m}$$

$$Y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = 3844.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

Sens x-x

$$M_{y_{ser}}^a = 18 \text{ KN.m}$$

$$Y = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = 9615.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$M_y^a = 18 \text{ KN.m}$$

$$Y = 3.80 \text{ cm}$$

$$I = 181366.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier tendue:

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa} .$$

$$M_x^t = 30.6 \text{ KN.m}$$

$$Y = 5.06 \text{ cm}$$

$$I = 14512.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 251.12 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{30.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 201,63} = 8,98 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.4250$

$$A_{st}^x = 13.60 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_t^x = 9\text{HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

S_t = 12.5cm

$$A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml < \frac{A_t^x}{4} = 3.46 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Soit en augmente la section d'acier : $A_t^y = 7HA10 = 5.50 \text{ cm}^2/ml \quad S_t=17 \text{ cm}$

Etat limite de déformation:

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^{ser}}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > \frac{30.6}{20 \times 50.78} = 0.03 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{13.85 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.011 \geq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

Sens y-y

$$1. \frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^{ser}}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{5.7} = 0.0263 < \frac{4.13}{20 \times 4.86} = 0.0424 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{5.50 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0046 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.13592 \text{ cm}$$

$f_{gv}(cm)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{pi}(cm)$	$f_{gi}(cm)$	$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
0.13836	0.06524	0.1280	0.06524	0.13592	0.6

$$\Delta f < f_{adm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .}$$

Sens y-y :

$$\Delta f \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l_y}{1000} = 0.5 + \frac{570}{1000} = 1.07 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.20678 \text{ cm}$$

$f_{gv}(cm)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{pi}(cm)$	$f_{gi}(cm)$	$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
0.23151	0.07717	0.12961	0.07717	0.20678	1.07

$\Delta f < f_{adm}$ vérifiée .

$$ferrailage : \begin{cases} A_s^x = 9HA14 = 6.32cm^2 / ml, S_t = 12.5cm \\ A_s^y = 7HA10 = 5.50cm^2 / ml, S_t = 17cm \\ A_a^x = A_a^y = 4HA14 = 6.16cm^2 / ml, S_t = 33cm \end{cases}$$

❖ Schéma de ferrailage :

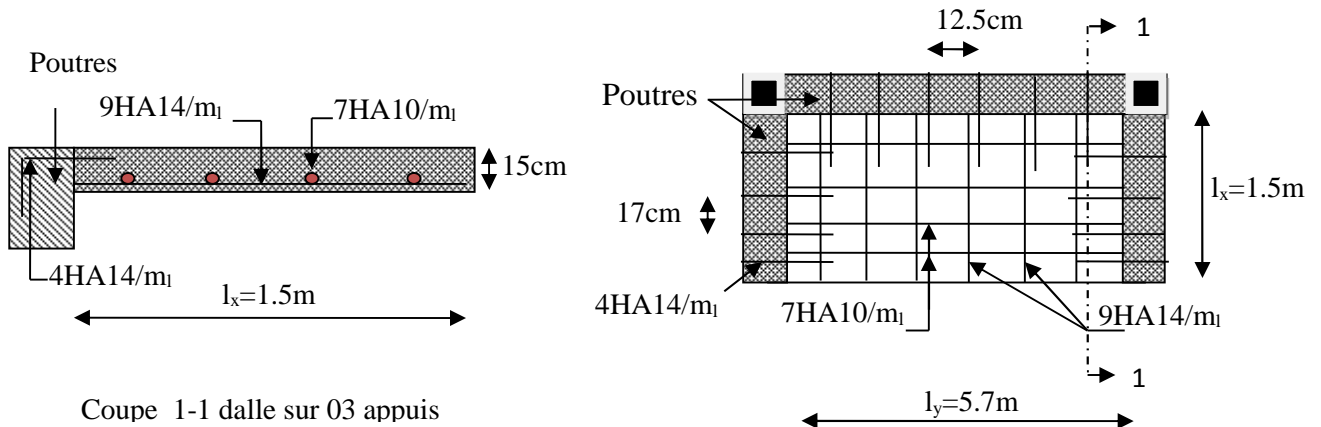


Fig.III.8.Schéma de ferrailage de dalle sur 3 appuis

III.3. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.3.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.3.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

III.3.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 150\text{cm}$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 \times 1.70 = 2.55 \text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.55} = 40 \text{ KN/m}^2$

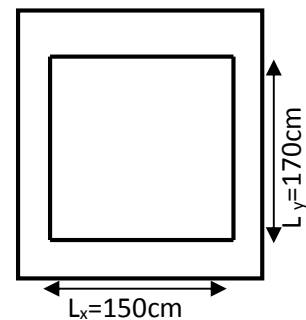


Figure III.9 : Les dimensions de l'ascenseur.

$$G_{total} = G + G' = 6.1 + 40 = 46.1 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

A. Cas de charge repartie :

- A l'ELU

- ✓ Calcul les sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 46.1 + 1.5 \times 1 = 63.73 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

- Calcul les sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 63.73 \times 1.5^2 = 6.825 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.7438 \times 6.825 = 5.076 \text{ KN.m}$$

- Calcul les moments réelles :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 6.825 = 5.8 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 5.076 = 4.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M_x^0 = -0.4 \times 6.825 = -2.73 \text{ KN.m}$$

- Vérification a l'ELU:

- ✓ Condition de non fragilité :

- En travée :

$$\text{On a des } f_{eE400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\text{Avec } h_0 = e = 20 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm et } \rho = 0,88$$

$$\begin{cases} \rho = 0,88 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.88}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- En appuis : $A_a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Calcul du ferrillage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Travée x-x	5.8	0.93	1.7	4HA10=3.14	25
Travée y-y	4.31	0.732	1.6	4HA10=3.14	25
Appuis	2.73	0.46	2.05	3HA10=2.37	33

Tableau III.32: Ferrillage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

▪ **Vérification a l'ELU :**

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho = 0.88 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 29.76 \text{ KN} \\ V_y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 22.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.165 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{\text{total}} + Q = 46.1 + 1 = 47.1 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0546 \times 47.1 \times 1.5^2 = 5.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8216 \times 5.786 = 4.753 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments réels :**
- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 4.92 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 4.04 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis : $M_a = -0.4 \times M_x^0 = -2.31 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs

$$y = 0.03 \text{ m}$$

$$I = 7 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 75.48 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\sigma_s = 75.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs

$$y = 0.039 \text{ m}$$

$$I = 1.20937 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification des contraintes en appuis

Calculs

$$y = 0.031 \text{ m}$$

$$I = 0.78611 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 61.09 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 61.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

Schémas de ferrailage :

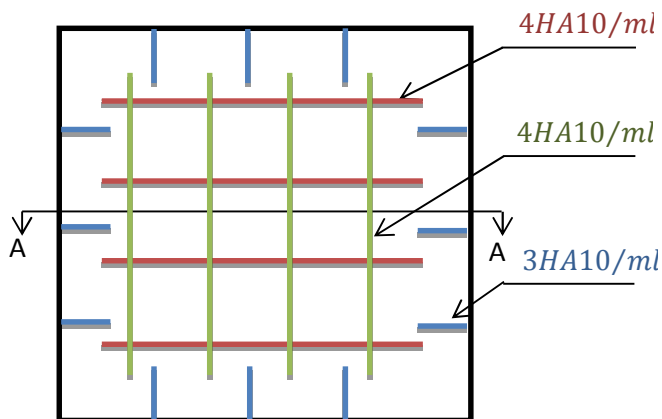


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

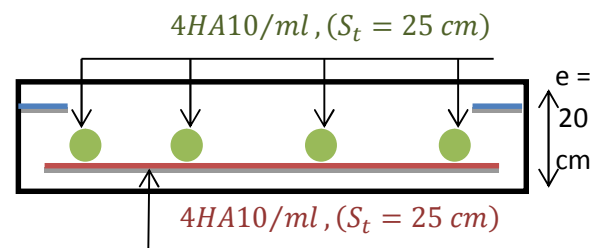


Figure III.12: Coupe A-A détail de ferrailage.

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

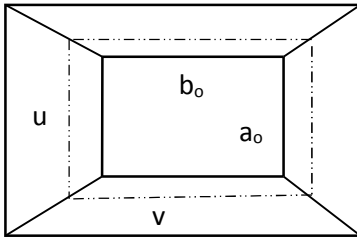


Figure III.13 : Schémas représentant la surface d'impact.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm.} \\ b_0 = 80\text{cm.} \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5\text{cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20\text{cm}$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm.} \end{cases}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{150} = 0.733$ et $\rho = 0,88$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{170} = 0.674$ et $\rho = 0,88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.072 \text{ KN.m}$ et $M_2=0.057 \text{ KN.m}$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN.}$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455\text{KN}$$

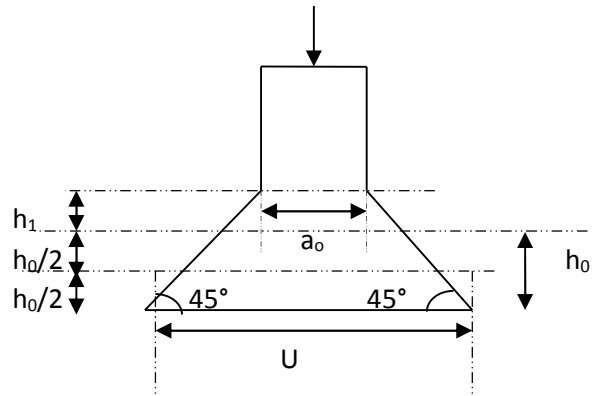


Figure III.14: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0.072 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0.057 = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 9.73 \times 1.5^2 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.7438 \times 10.04 = 0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.04 = 11.08 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.77 = 8.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments réels :

- En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 9.418 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 7.4 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appuis : $M_a = -0.4 \times M_x^0 = -3.76 \text{ KN.m}$

➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_t^x = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a^{\text{min}} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.3.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessus).

Sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{opté}}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.418	1.52	1.7	4HA10=3.14	25
Travée y-y	7.4	1.26	1.6	4HA10=3.14	20
Appuis	3.76	0.63	2.05	3HA10=2.37	33

❖ **Vérification a l'ELU :**✓ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 2 \times 2.2 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{On a } u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139.455}{3 \times 4.4} = 10.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**1) **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.057) = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.057 + 0.2 \times 0.072) = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0546 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.87 = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.87 = 9.48 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.71 = 8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.48 = 8.058 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.08 = 6.868 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 9.48 = -3.223 \text{ KN.}$$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs

$$y = 0.03 \text{ m}$$

$$I = 7.683 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.233 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0.18 \\ A_t^x = 2.362 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (3 e, 33 cm), Alors **St = 20 cm.**

Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs

$$y = 0.029 \text{ m}$$

$$I = 6.807 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.178 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0.176 \\ A_t^y = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^y = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (3 e, 33 cm), Alors **St = 20 cm**.

Vérification des contraintes en appuis

Calculs

$$y = 0.031 \text{ m}$$

$$I = 7.861 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.04 \end{cases}$$

$$\text{Dalle au dessous} \begin{cases} \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0018 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases}$$

$$\text{Dalle au dessus} \begin{cases} \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{3.94}{100 \times 18} = 0.0022 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{3.94}{100 \times 17} = 0.0023 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases}$$

❖ Schéma de ferrailage :

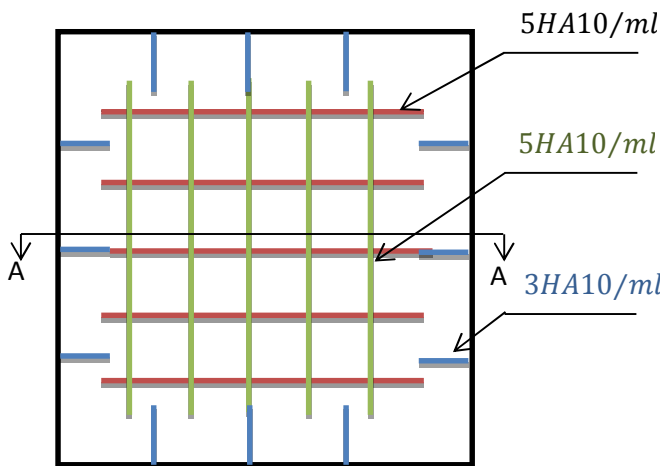


Figure III.15: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

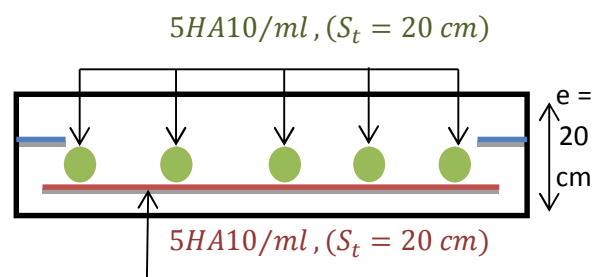


Figure III.16: Coupe A-A détails de ferrailage.

III.4. Calcul d'escalier

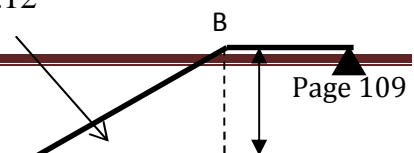
Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

III.4.1. Calcul d'escalier type I (3 volées) :

- Le chargement :

✓ Sur la volée

$$\alpha = 34.12^\circ$$



$$G = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Sur le palier :

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison de charges :**

✓ Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 14.68 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.60 \text{ KN/m}$$

✓ Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.73 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des sollicitations :**

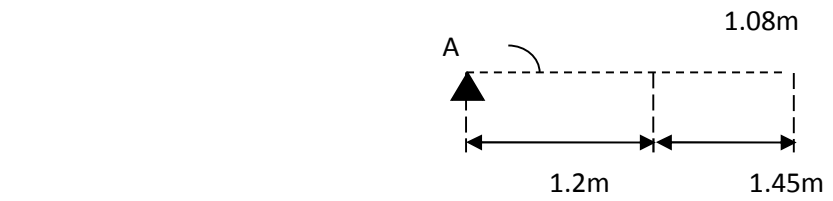


Fig.III.17. Schéma statique de l'escalier à trois volées.

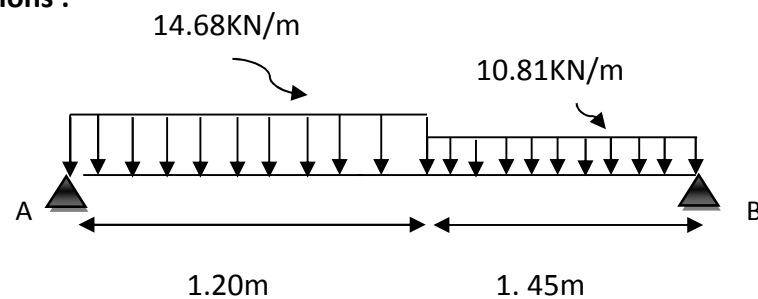


Fig.III.18. schéma statique de la 1^{ère} volée

Réactions des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 1.20q_u^v + 1.45q_u^p \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 33.28 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.45)^2}{2} q_u^p + 1.2 \left(\frac{(1.2)}{2} + 1.45 \right) q_u^v \right] / 2.65$$

$$\Rightarrow R_A = 17.91 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} q_u^v + 1.45 \left(\frac{(1.45)}{2} + 1.2 \right) q_u^p \right] / 2.65$$

$$\Rightarrow R_B = 15.37 \text{ KN}$$

$$R_A = 17.91 \text{ KN et } R_B = 15.37 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 1.2$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_u^v x \\ M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Tronçon II :

$$1.2 \leq x \leq 2.65$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2 q_u^v - q_u^p (x - 1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.2 \left(x - \frac{1.2}{2} \right) q_u^v - \frac{(x - 1.2)^2}{2} q_u^p \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc: } x = \frac{17.91 - (1.2 \times 14.68) + (1.2 \times 10.81)}{10.81} = 1.23 \text{ m}$$

On trouve :

$$M^{\max} = M(1.23) = 10.92 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = R_A = 17.91 \text{ KN}$$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 10.92 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 10.92 = -5.46 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.0341 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{348 \times 0.127} = 1.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 1.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{i28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.023 < 0.186$$

$$\alpha = 0.029$$

$$Z = 0.128m$$

$$A_a = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 1.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 1.22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

• **Vérifications :**

➤ **À l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.138 \text{ MPa} < \tau_u . \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 3HA10/ml = 2.36 cm²/ml. St=33cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 3HA10/ml = 2.36 cm²/ml

✓ **Espacement des barres :**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33) \text{ cm}$

Or : St = 25cm

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33) \text{ cm}$

Or : St = 25cm

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e ; 45) \text{ cm}$

Soit St = 33cm

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$$R_a = 12.91KN \text{ et } R_b = 11.02KN; M_{ser}^{max} = 7.87KN.m \text{ avec : } X = 1.23m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.t} = 0.75 \times 7.87 = 5.90KN.m$$

$$y = 3.06cm$$

$$I = 5608.73cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.22MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.22 < \bar{\sigma} = 15MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.a} = 0.5 \times 7.87 = 3.93KN.m$$

$$y = 3.06cm$$

$$I = 5608.73cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.14 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.14 < \bar{\sigma} = 15MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.15}{2.65} = 0.056 > \frac{5.90}{20 \times 7.87} = 0.0375 \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{1 \times 0.13} \times 10^{-4} = 0.0024 \leq 0.005 \text{condition vérifiée}$$

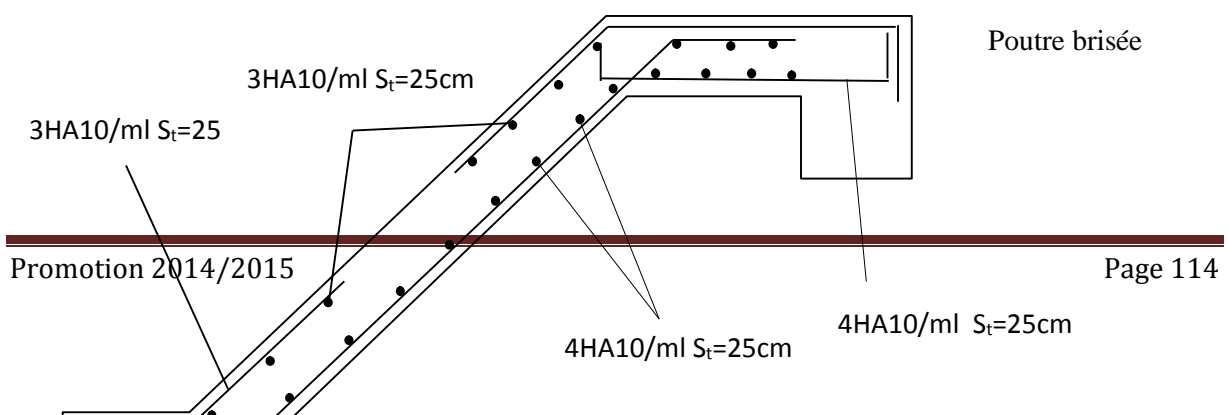


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la volée (I) d'Escalier type 1**Etude de la volée (II) :**

La volée(II) est assimilée à une console.

- **Evaluation des charges :**

A'LEU :

$$l = 1.45m$$

$$G = 8.1KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 8.1) + (1.5 \times 2.5) = 14.68KN / ml$$

- **Calcul des sollicitations :**

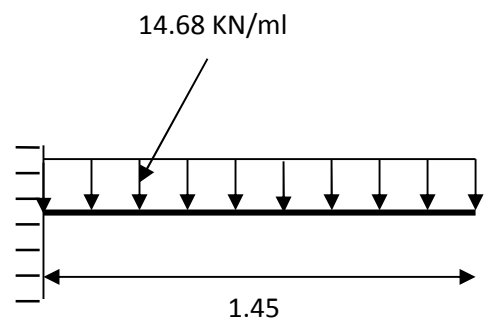
$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$M_u = - \left[14.68 \times 1.45^2 / 2 \right] = -15.43KN.m$$

$$V = q_u \times l = \left[14.68 \times 1.45 \right] = 21.29KN$$

- **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple

**Fig.III.20.** Schéma statique de la volée (II).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b} = \frac{15.43 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.06 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.06)}) = 0.08$$

$$Z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.08) = 0.126m$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}}$$

$$A = \frac{15.43 \times 10^{-3}}{348 \times 0.126} = 3.51 \text{ cm}^2 / ml$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12cm$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 4.42 \text{ cm}^2 / ml$, On choisit: $A_s = 4HA12 / ml = 4.52 \text{ cm}^2 / ml$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{A_t}{3} \right) = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2 / ml$$

On choisit $A_s = 3HA10 / ml = 2.36 \text{ cm}^2 / ml$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34: résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1:

M_u ($KN.m$)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	A_r (cm^2 / ml)
13.231	0.055	0.07	0.126	3.017	1.04	4HA12=4.52	3HA10=2.36

❖ **Vérification de l'espacement :**

Sens principal :

$$S_t \leq \min(2 \times e; 25)cm$$

$$S_t \leq \min(2 \times 15; 25)cm$$

$$S_t \leq 30cm$$

$$\text{Soit : } S_t = 25cm$$

Sens secondaire :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15; 33)cm$$

$$S_t \leq 33cm$$

$$\text{Soit : } S_t = 33cm$$

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.164MPa < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = (8.1 + 2.5) = 10.6KN / m$$

$$M_s = - \left[10.6 \times 1.45^2 / 2 \right] = 11.14KN.m$$

Vérification de la contrainte de compression de béton :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

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

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

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.27 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.45} = 0.103 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{13 \times 100} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Ferrailage: } \begin{cases} A_s^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25 \text{ cm} \\ A_s^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :

Poutre brisée

4HA12/ml St=20cm

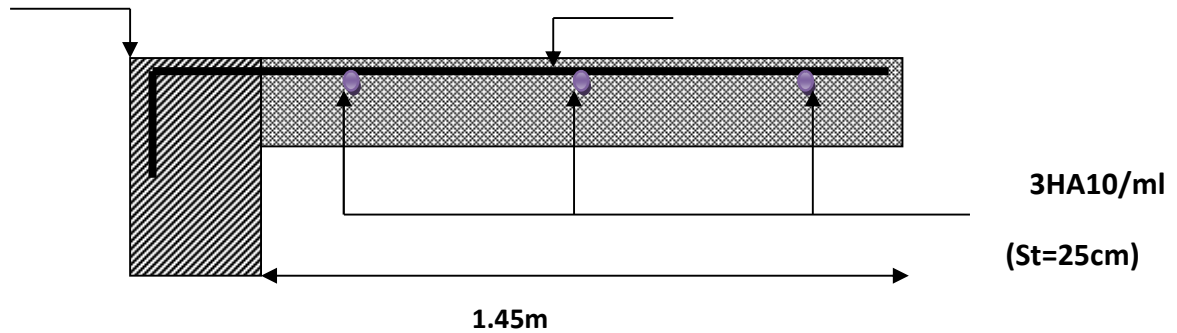


Fig III.21 schéma de ferrailage de la volée (II) d'escalier type 1

III.5.1. Calcul d'escalier type II (4volées) :

- Le chargement :

✓ Sur la volée

$$G = 9.91KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

✓ Sur le palier :

$$G = 6.48KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

- Combinaison de charges :

✓ Pour la volée :

$$ELU : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 17.13KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 12.41KN / m$$

✓ Pour le palier :

$$ELU : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 12.49KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 8.98KN / m$$

- Calcule des sollicitations :

$$17.13KN/m$$

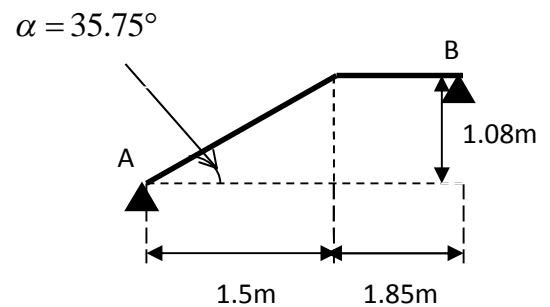


Fig.III.22. Schéma statique de l'escalier à trois volées.

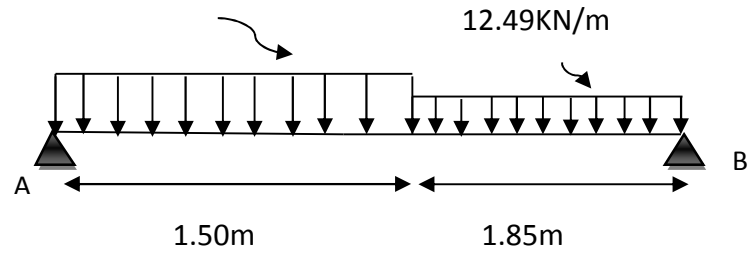


Fig.III.23. schéma statique de la 1^{ère} volée

Réactions des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM

$$\begin{aligned}\sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 1.50q_u^v + 1.85q_u^p \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 48.80 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M / B = 0 &\Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.85)^2}{2} q_u^p + 1.5 \left(\frac{(1.5)}{2} + 1.85 \right) q_u^v \right] / 3.35 \\ &\Rightarrow R_A = 26.32 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M / A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.5)^2}{2} q_u^v + 1.85 \left(\frac{(1.85)}{2} + 1.5 \right) q_u^p \right] / 3.35 \\ &\Rightarrow R_B = 22.48 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$R_A = 26.32 \text{ KN} \text{ et } R_B = 22.48 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 1.5$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_u^v x \\ M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Tronçon II :

$$1.5 \leq x \leq 3.35$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.5q_u^v - q_u^p(x-1.5) \\ M(x) = R_A x - 1.5\left(x - \frac{1.5}{2}\right)q_u^v - \frac{(x-1.5)^2}{2}q_u^p \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc: } x = \frac{26.32 - (1.5 \times 17.13) + (1.5 \times 12.49)}{12.49} = 1.55m$$

On trouve :

$$M^{\max} = M(1.55) = 20.21KN.m$$

$$V_{\max} = R_A = 26.32KN$$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 20.21 = 15.16KN.m$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 20.21 = -10.10KN.m$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.16 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.037 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.167 m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{15.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.167} = 2.61 cm^2 / ml$$

$$A_t = 2.61 cm^2 / ml$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,17 \times 2,1 / 400 = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{10,10 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,17^2} = 0,025 < 0,186$$

$$\alpha = 0,031$$

$$Z = 0,168 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{10,10 \times 10^{-3}}{348 \times 0,168} = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 1,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Vérifications :**

➤ **À l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,155 \text{ MPa} < \tau_u \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 3HA10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml. St}=33 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 3HA10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement des barres :**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm$

Or : $S_t = 25cm$

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm$

Or : $S_t = 25cm$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e; 45)cm$

Soit $S_t = 33cm$

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$R_a = 19.03KN$ et $R_b = 16.20KN$; $M_{ser}^{max} = 14.59KN.m$ avec : $X = 1.55m$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser.t} = 0.75 \times 14.59 = 10.94KN.m$$

$$y = 3.90cm$$

$$I = 10060.13cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.24MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser.a} = 0.5 \times 14.59 = 7.29KN.m$$

$$y = 3.90cm$$

$$I = 10060.13cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.83 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.83 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.20}{3.35} = 0.060 > \frac{10.94}{20 \times 14.59} = 0.037 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{1 \times 0.17} \times 10^{-4} = 0.0018 \leq 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

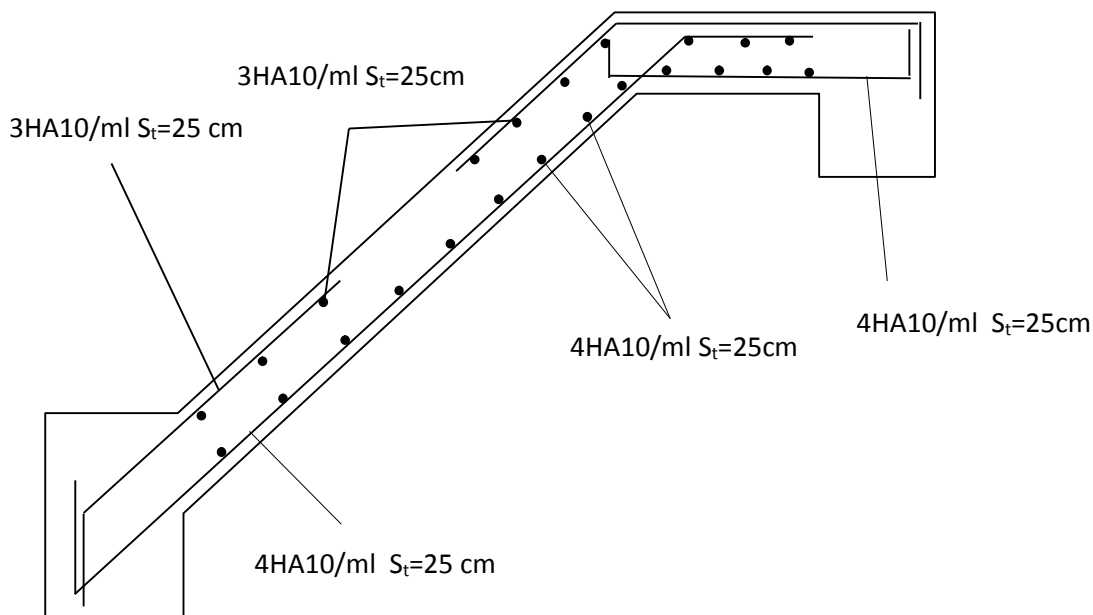
Schéma de ferrailage :

Fig III.24 Schéma de ferrailage de la volée (I) d'Escalier type 2

Etude de la volée (II) :

La volée(II) est assimilée à une console.

• **Evaluation des charges :**

A'LEU :

$$l = 1.90m$$

$$G = 9.91KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 9.91) + (1.5 \times 2.5) = 17.13 \text{ KN / ml}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2}$$

$$M_u = - \left[17.13 \times 1.9^2 / 2 \right] = -30.92 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times l = \left[17.13 \times 1.90 \right] = 32.55 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b} = \frac{30.92 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.075 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.074)}) = 0.096$$

$$Z = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.096) = 0.163 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A = \frac{30.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.163} = 5.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 5.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit: $A_s = 5 \text{ HA12} / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

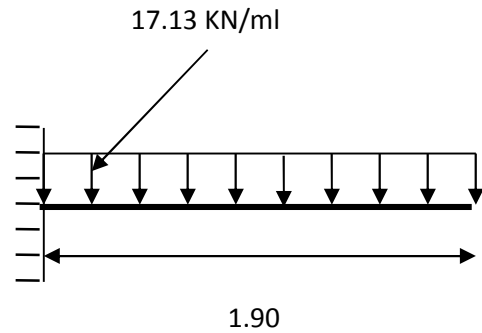


Fig.III.25. Schéma statique de la volée (II).

Les armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{A_l}{3} \right) = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $A_s = 4HA10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35: résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1:

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	A_r (cm^2 / ml)
13.231	0.075	0.096	0.163	5.45	1.60	5HA12=5.65	4HA10=3.14

❖ **Vérification de l'espacement :****Sens principal :**

$$S_t \leq \min(2 \times e; 25) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(2 \times 20; 25) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens secondaire :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 33 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A I'ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = (9.91 + 2.5) = 12.41 \text{ KN / m}$$

$$M_s = - \left[12.41 \times 1.90^2 / 2 \right] = 22.40 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte de compression de béton :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$y = 4.50 \text{ cm}$$

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

$$I = 16342.19 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.17 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

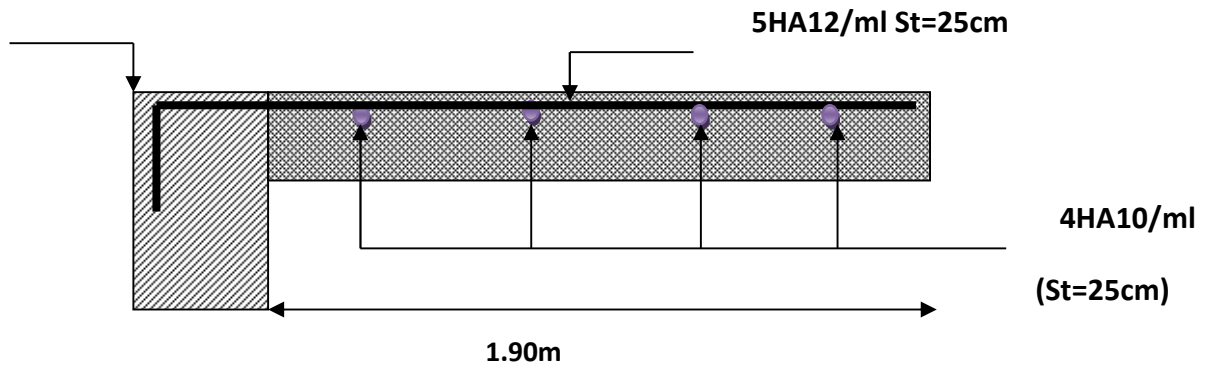
Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.20}{1.90} = 0.105 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{13 \times 100} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Ferrailage : } \begin{cases} A_s^x = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25 \text{ cm} \\ A_s^y = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :**Poutre brisée****Fig III.26** schéma de ferrailage de la volée(II) d'escalier type 2**III.4.1. Calcul d'escalier 3volée type II:**

- **Le chargement :**

- ✓ Sur la volée

$$G = 9.91 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

- ✓ Sur le palier :

$$G = 6.48 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Combinaison de charges :**

- ✓ Pour la volée :

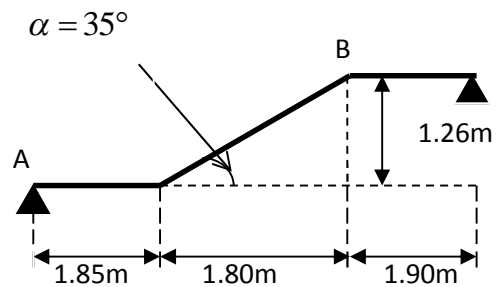
$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 17.13 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.41 \text{KN} / \text{m}$$

- ✓ Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 12.50 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8.98 \text{KN} / \text{m}$$

**Fig.III.27. Schéma statique de l'escalier à trois volées.**

- **Calcul des sollicitations :**

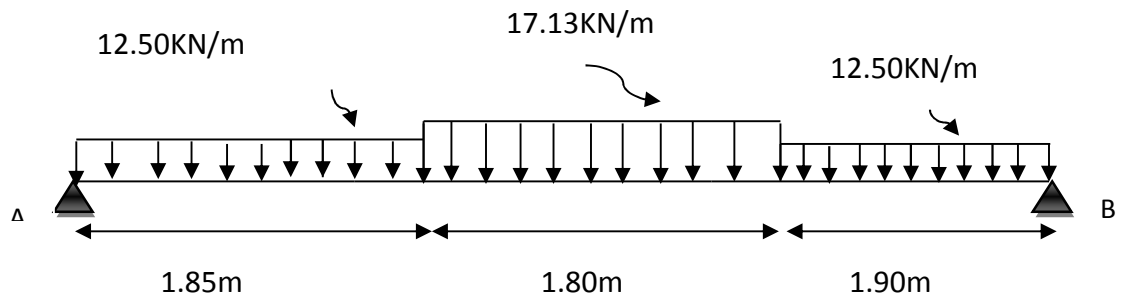


Fig.III.28. schéma statique de la 1^{ère} volée

Réactions des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.85q_2 + 1.9q_2 + 1.8q_1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 77.71 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.9)^2}{2} q_2 + 1.8 \left(\frac{(1.8)}{2} + 1.9 \right) q_1 + 1.85 \left(\frac{(1.85)}{2} + 1.8 + 1.9 \right) q_2 \right] / 5.55$$

$$\Rightarrow R_A = 38.89 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.85)^2}{2} q_2 + 1.8 \left(\frac{(1.8)}{2} + 1.85 \right) q_1 + 1.9 \left(\frac{(1.9)}{2} + 1.8 + 1.85 \right) q_2 \right] / 5.55$$

$$\Rightarrow R_B = 38.82 \text{ KN}$$

$$R_A = 38.89 \text{ KN et } R_B = 38.82 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 1.85$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Tronçon II :

$$1.85 \leq x \leq 3.65$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.85q_2 - q_1(x-1.85) \\ M(x) = R_A x - 1.85 \left(x - \frac{1.85}{2} \right) q_2 - \frac{(x-1.85)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc: } x = \frac{38.89 - (1.85 \times 12.50) + (1.85 \times 17.13)}{17.13} = 2.77 \text{ cm}$$

On trouve :

$$M^{\max} = M(2.77) = 72.12 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = R_B = 38.82 \text{ KN}$$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 72.12 = 54.09 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 72.12 = -36.06 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.09 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.132 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.177$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.157 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{54.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.157} = 9.90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 9.90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.17 \times 2,1 / 400 = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Soit $A_t = 7HA14 = 10.76 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{36.06 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.087 < 0.186$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.087)}) = 0.114$$

$$Z = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.114) = 0.162 \text{ m}$$

$$A = \frac{36.53 \times 10^{-3}}{348 \times 0.162} = 6.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A = 6.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Vérifications :**

➤ **À l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{38.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.228 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{10.76}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 6HA10 / \text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4HA10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement des barres :**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$

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

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$

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

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{ cm}$

Soit $St = 30\text{cm}$

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$$R_a = 28.03\text{KN} \text{ et } R_b = 27.97\text{KN}; M_{ser}^{\max} = 41.57\text{KN.m} \text{ avec : } X = 2.77\text{m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.t} = 0.75 \times 41.57 = 31.17\text{KN.m}$$

$$50y^2 + 10.76 \times 15 \times y - 15 \times 10.76 \times 17 = 0$$

$$y = 5.79\text{cm}; \quad I = 20475.18\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.75\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.75 < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.a} = 0.5 \times 41.57 = 20.78\text{KN.m}$$

$$50y^2 + 15 \times 6.78 \times y - 15 \times 6.78 \times 17 = 0$$

$$y = 4.86\text{cm}; \quad I = 15150.5\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.20}{5.55} = 0.036 < \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.037 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = \frac{6.48}{17 \times 100} = 0.0038 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 5.79 \text{ cm} , I = 20475.18 \text{ cm}^4 , I_0 = 343662.9 \text{ cm}^4 ; \rho = 0,0059 ; \lambda_i = 3.51 ; \lambda_v = 1.41$$

$$E_i = 32456.6 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 50.32KN.m ; \quad M_{gser} = 50.32KN.m ; \quad M_{pser} = 58.51KN.m$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.35.évaluation de la flèche:

L (m)	B (m)	H (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5.55	1.00	0.20	10.76	0	25	50.32	50.32	58.51	3.92	5.55

Donc la flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) et type(II) :

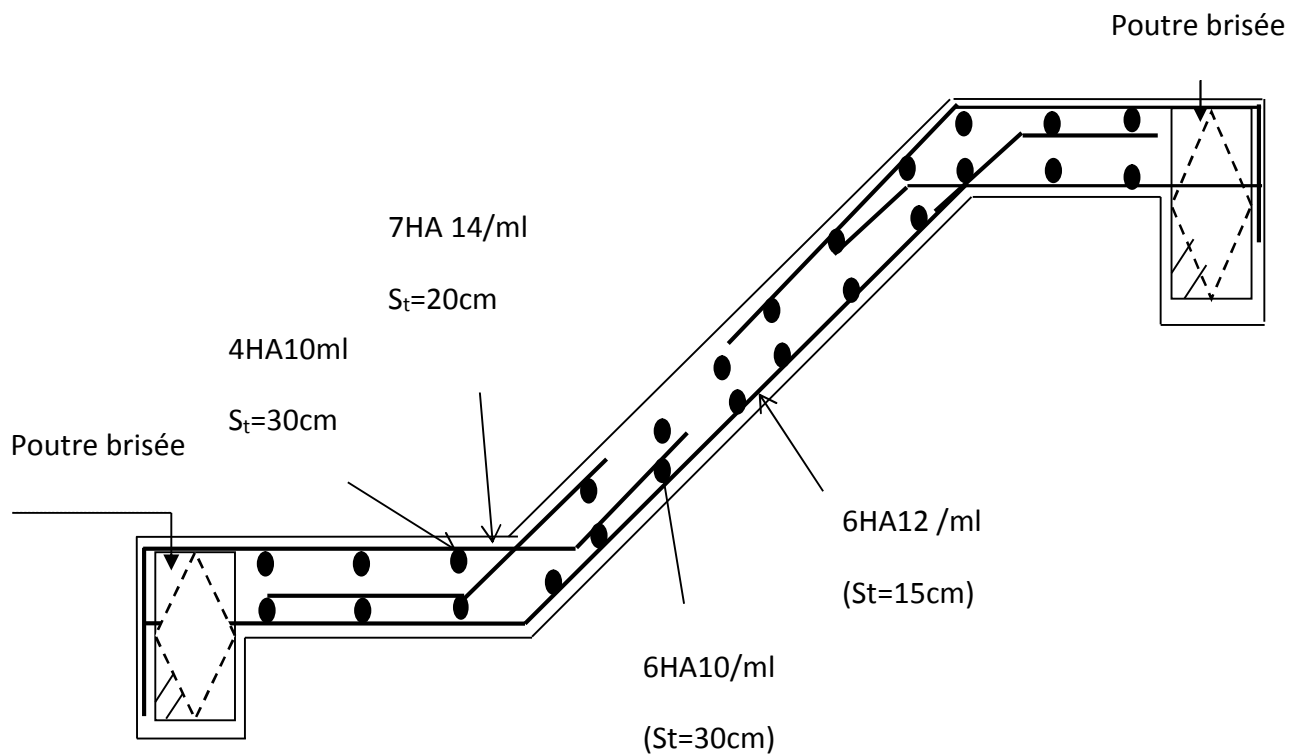


Fig.III.29. schéma de ferrailage des volées (I) et (III).

III.4.3. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

➤ **Le pré dimensionnement**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

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

La section de la poutre brisée à adopter est : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

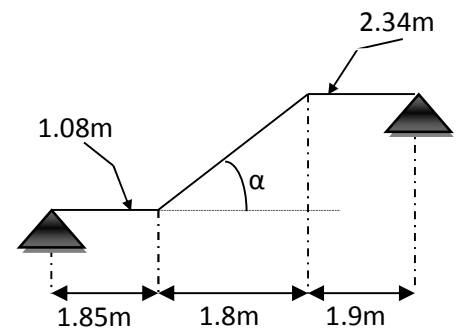


Figure.III. 30: Poutre brisée

➤ **Chargement repris par la poutre brisée**

Les charges revenant à la poutre sont :

- g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.37 \text{ KN/ml.}$$

γ_b : poids volumique du béton.

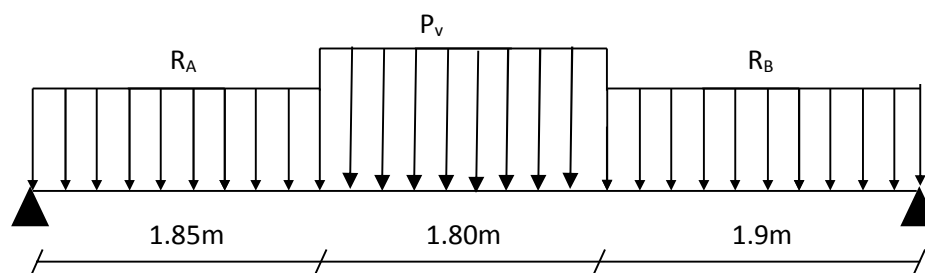
- g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = G \times H = 2.85 \times (4.05 - 1.08) = 8.46 \text{ KN/ml.}$$

G : c'est la charge permanente du mur extérieur.

H : c'est la hauteur du mur extérieur qui s'appuie sur la poutre brisée.

- Chargement transmis par la première et la troisième volée



R_A : réaction au point A de la première volée

R_B : réaction au point A de la troisième volée

P_v : réaction due a la deuxième volée

➤ **ELU**

$R_A = 22.48 \text{KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

$R_B = 22.89 \text{KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$P_v = 30.83 \text{KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

➤ **ELS**

$R_A = 16.2 \text{KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

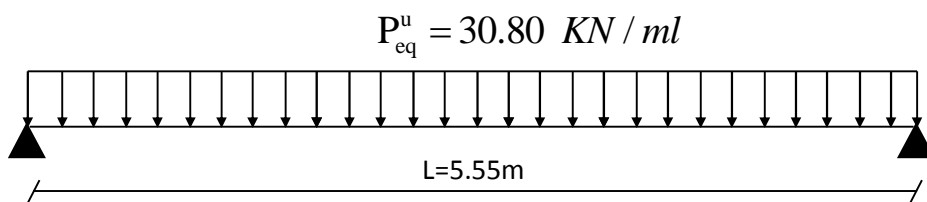
$R_B = 27.97 \text{KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$P_v = 22.34 \text{KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

- Charge équivalente P_{eq} sur la poutre

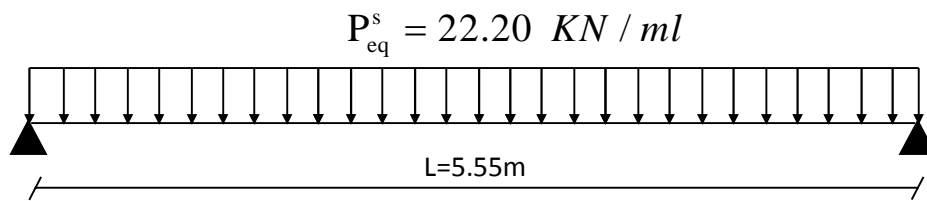
➤ **ELU**

$$P_{eq}^u = \frac{22.48 \times 1.85 + 30.83 \times 1.80 + 38.89 \times 1.9}{(1.85 + 1.80 + 1.9)} = 30.80 \text{KN} / \text{ml}.$$



➤ **ELS**

$$P_{eq}^s = \frac{16.20 \times 1.85 + 22.34 \times 1.80 + 27.97 \times 1.9}{(1.85 + 1.80 + 1.9)} = 22.2 \text{KN} / \text{ml}.$$



❖ Combinaisons de charges

➤ ELU

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + P_{eq}^u = 1.35 \times (3.37 + 8.46) + 30.80 = 46.77 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$P_s = (g_0 + g_m) + P_{eq}^s = (3.37 + 8.46) + 22.2 = 34.03 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations

➤ ELU

Le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{46.77 \times 5.55^2}{8} = 180.079 \text{ KN.m}$$

○ Le moment en travée M_t est égal à :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 180.079 = 153.067 \text{ KN.m.}$$

○ Le moment aux appuis M_a est égal à :

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 180.079 = 90.04 \text{ KN.m.}$$

○ L'effort tranchant V_u est égal à :

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{46.77 \times 5.55}{2} = 129.78 \text{ KN.}$$

➤ ELS

○ Le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{34.03 \times 5.55^2}{8} = 131.03 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée M_t est égal à :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 131.03 = 111.37 \text{ KN.m.}$$

- Le moment aux appuis M_a est égal à :

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 131.03 = 65.51 \text{ KN.m.}$$

➤ **Ferraillage de la poutre à la flexion simple**

- **En travée**

$$b = 30\text{cm}; h = 45\text{ cm}; d = 40.5\text{ cm}; M_t = 111.37 \text{ KN.m}$$

Après calcul on trouve les résultats suivants :

$$\mu_{bu} = 0.048$$

$$\alpha = 0.061$$

$$Z = 0.39\text{m}$$

$$A_{cal} = 8.20\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times 2.1}{400} = 1.46\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.46\text{cm}^2 < A_{cal} = 8.20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **aux appuis**

$$b = 30\text{cm}; h = 45\text{ cm}; d = 40.5\text{ cm}; M_a = 65.51 \text{ KN.m}$$

Après calcul on trouve les résultats suivants :

$$\mu_{bu} = 0.038$$

$$\alpha = 0.048$$

$$Z = 0.397\text{m}$$

$$A_{cal} = 6.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times 2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.46 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 6.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérfications à l'E.L.U**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{129.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 0.32 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (8.20 + 6.52) \text{ cm}^2 = 14.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 14.72 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 129.78 \times 10^{-3} / 400 = 3.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_t^{ser} = 111.37 \text{ KN.m}; M_a^{ser} = 65.51 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser} \times y}{I} \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

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

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 - A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Appuis	65.51	120531.97	7.9	4.29	15	Vérifiée
Travées	111.37	146316.5	8.83	6.72	15	Vérifiée

Tableau III. 1 Vérification des contraintes dans le béton

✓ **Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

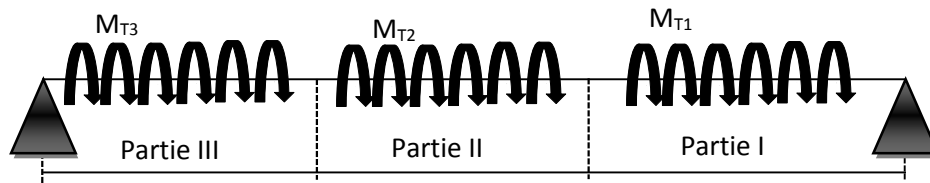
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{45}{555} = 0.081 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{45}{555} = 0.081 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{111.37}{20 \times 131.03} = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{8.2}{30 \times 40.5} = 0.0067 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les trois conditions sont vérifiées ⇒ la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Calcul à la torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion voir figure ci-après:



- ✓ Partie I : Il est égal au moment à l'appui B de la première volée ($M_{T1} = 22.48\text{KN.m}$).
- ✓ Partie II : Il est égal au moment engendré par la deuxième volée ($M_{T2} = 24.37\text{KN.m}$).
- ✓ Partie III : Il est égal au moment à l'appui A de la troisième volée ($M_{T3} = 22.54\text{KN.m}$).

Le moment de torsion maximum est $M_{T2} = 24.37\text{ KN.m}$

$$M_{T2} = P_v \cdot l_2 / 2 = 30.83 \cdot 1.80 / 2 = 24.37\text{KN.m}$$

• Contrainte de cisaillement due à la torsion

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à $1/6$ du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (**BAEL article 3.2**).

➤ Contrainte de cisaillement τ_T

$$\tau_T = \frac{M_{T2}}{2 \times \Omega \times e}$$

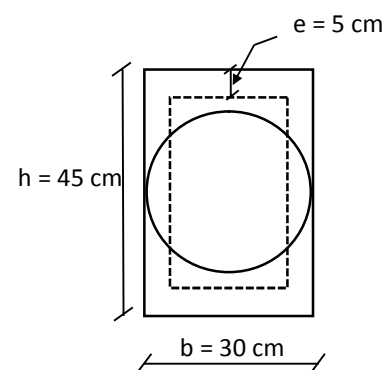


Figure.III. 31: Section creuse équivalente

Tel que :

$$e = \frac{\varphi}{6}; \quad \varphi = \min(b ; h) = 30\text{cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2.$$

Avec Ω : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\tau_T = \frac{24.37 \times 10^{-3}}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.43 \text{ Mpa.}$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{2.43^2 + 0.19^2} = 2.44 \text{ MPa}$$

$\tau = 2.44 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \Rightarrow$ il ya pas risque de rupture par cisaillement.

○ **Armatures longitudinale en torsion**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec :}$$

μ : C'est le périmètre de la surface Ω .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (45 - 5)] = 130 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{24.37 \times 10^{-3} \times 1.30 \times 1.15}{2 \times 400 \times 1000 \times 10^{-4}} = 2.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_l = 2.63 \text{ cm}^2$$

o **Armatures transversales**

- **En torsion**

$$\checkmark \frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{Avec :}$$

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement $t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$\checkmark A_{ttorsion} = \frac{24.37 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 1000 \times 10^{-4}} = 0.70 \text{ cm}^2.$$

✓ **A la flexion simple**

Soit un espacement $t = 20 \text{ cm}$

$$\checkmark t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(38,70 ; 40) \text{ cm} = 38,70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark A_{tflexion} = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

❖ **Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée**

➤ **Armatures transversales**

$$\checkmark A_t = A_{ttorsion} + A_{tflexion} = 0.70 + 0.60 = 1.30 \text{ cm}^2.$$

✓ l'espacement $t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures longitudinales**

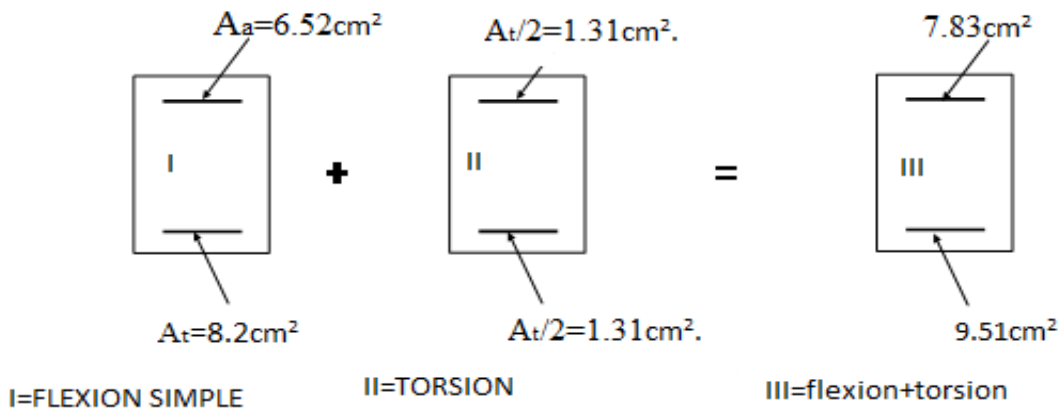


Figure.III. 32: Armatures longitudinales

❖ Le schéma de ferrailage :

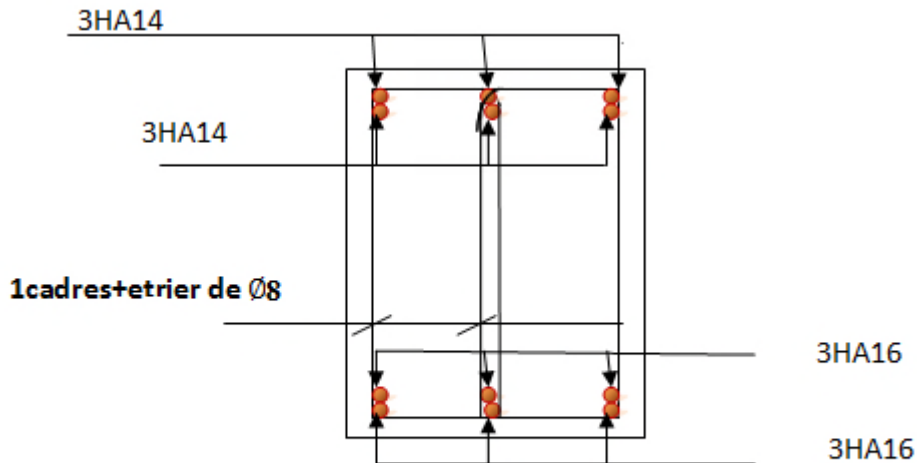


Figure. III.33. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

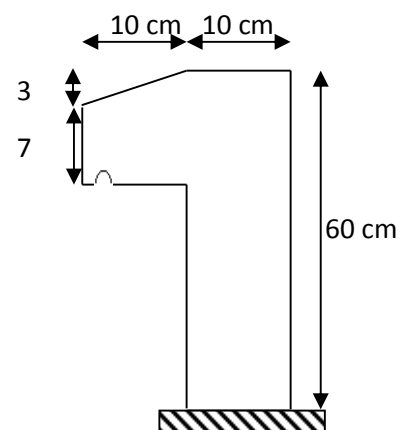


Figure III.34: Acrotère

III.5.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Tableau III.37 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

F_p : une force horizontale due au séisme

✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,085 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

- Zone II_a (Bejaia).

Donc :

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, \quad y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

III.5.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,085 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1 * 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.38: Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

III.5.4. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{H}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_2 = e_1 + e_a ; \text{ Tel que } e_a : \text{ Excentricité additionnelle.}$$

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864\text{cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864\text{cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.085 * 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

III.5.5. Ferrailage :

A. ELU :

$$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.085 * 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_P + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m} ;$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y > 0) \Rightarrow \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} .$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b} .$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ Q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25 \text{ m}$. Donc, $y = 0.0423 \text{ m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN} \end{cases}$$

III. 5.6. Schéma de Ferrailage :

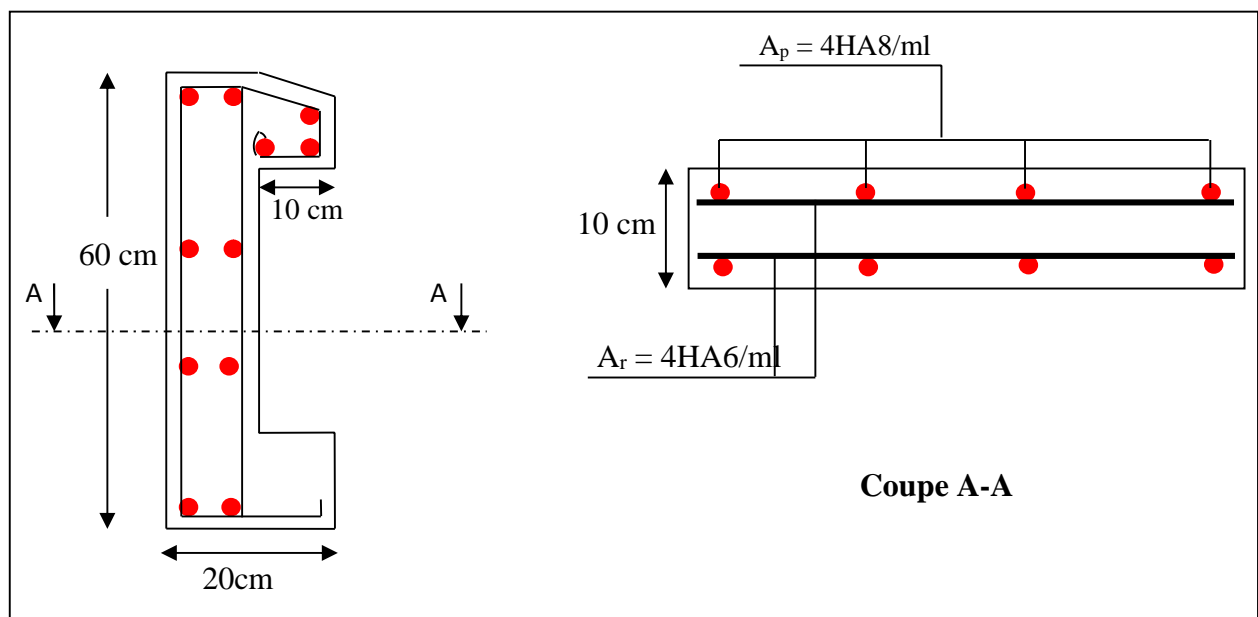


Figure III.35: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse multipliée par l'accélération. Si les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, c'est pourquoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de choisir un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

IV.2. Méthodes de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, le **RPA99** propose deux méthodes:

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Pour appliquer cette méthode, qui consiste à considérer que la structure est soumise à un effort (V) à la base, le règlement parasismique algérien exige de la structure qu'elle remplisse certaines conditions (**R.P.A99-ART4.1.2**)

IV.2.1. 1.Vérification des conditions

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

IV.2.1. 2.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) page 28 du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte voile/portique avec interaction $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_1^{13} W_i \quad , \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \longrightarrow$ Usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 104891.929 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

– T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 ;

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3) $\longrightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$.

– η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Construction auto stable $\longrightarrow \zeta = 7\%$

Contreventement par voiles $\longrightarrow \zeta = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\zeta = 8.5\%$.

D'où : $\eta = 0.816 > 0.7$ vérifiée.

o **Estimation de la période fondamentale (T) :** (Art 4.2.4 RPA99)

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

$$T = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 36.12m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (36.12)^{3/4} = 0.737 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.30 \text{ m}, \quad L_y = 36.10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.688s \\ T_y = 0.540s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.688s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.540s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.421 \\ D_y = 1,668 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.688 = 0.894s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.540 = 0.703s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = 5349.48KN$$

$$V_{sty} = 6293.51KN$$

IV-2-2. Les méthodes dynamiques

IV-2-2. 1. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

RPA99 (Form4-13)

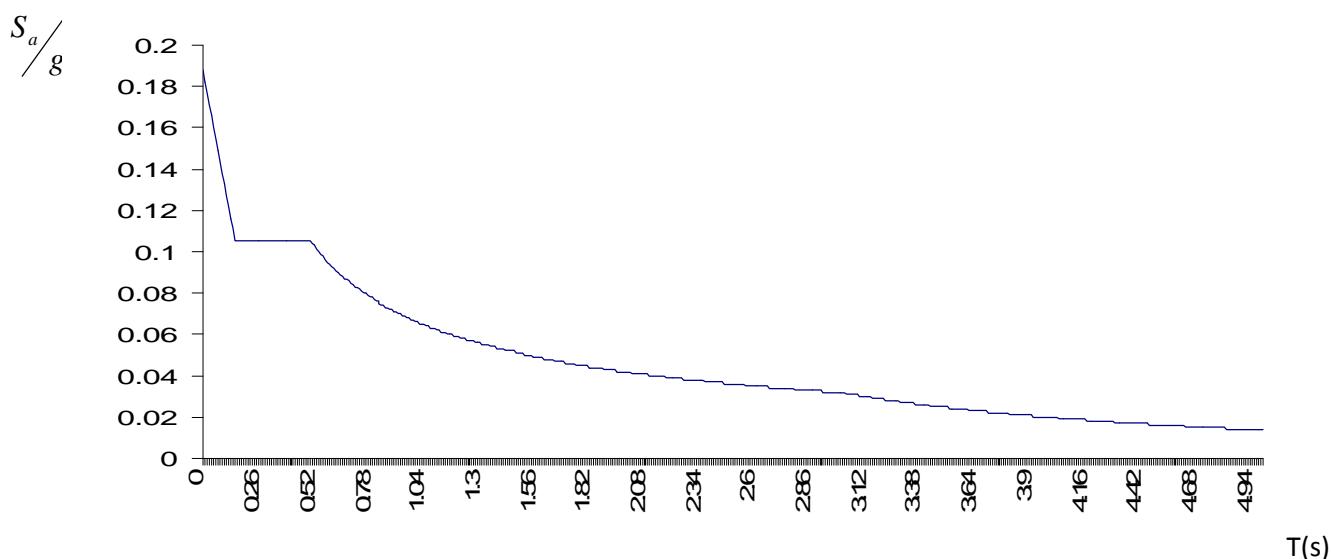


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV-2-2. 2. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA 99 pour les systèmes mixtes

1) d'après **l'article 3.4.4.a**, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au

Moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

2) d'après **l'article 4.2.4**, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par RPA de plus de 30%.

3) d'après **l'article 4.2.4**, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3.1. Disposition des voiles

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées et des modifications ont été apportées aux sections des poteaux et poutres. La disposition retenue est présentée sur la figure (IV. 2).

Cette disposition a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre avantageusement aux conditions du RPA99 /2003.

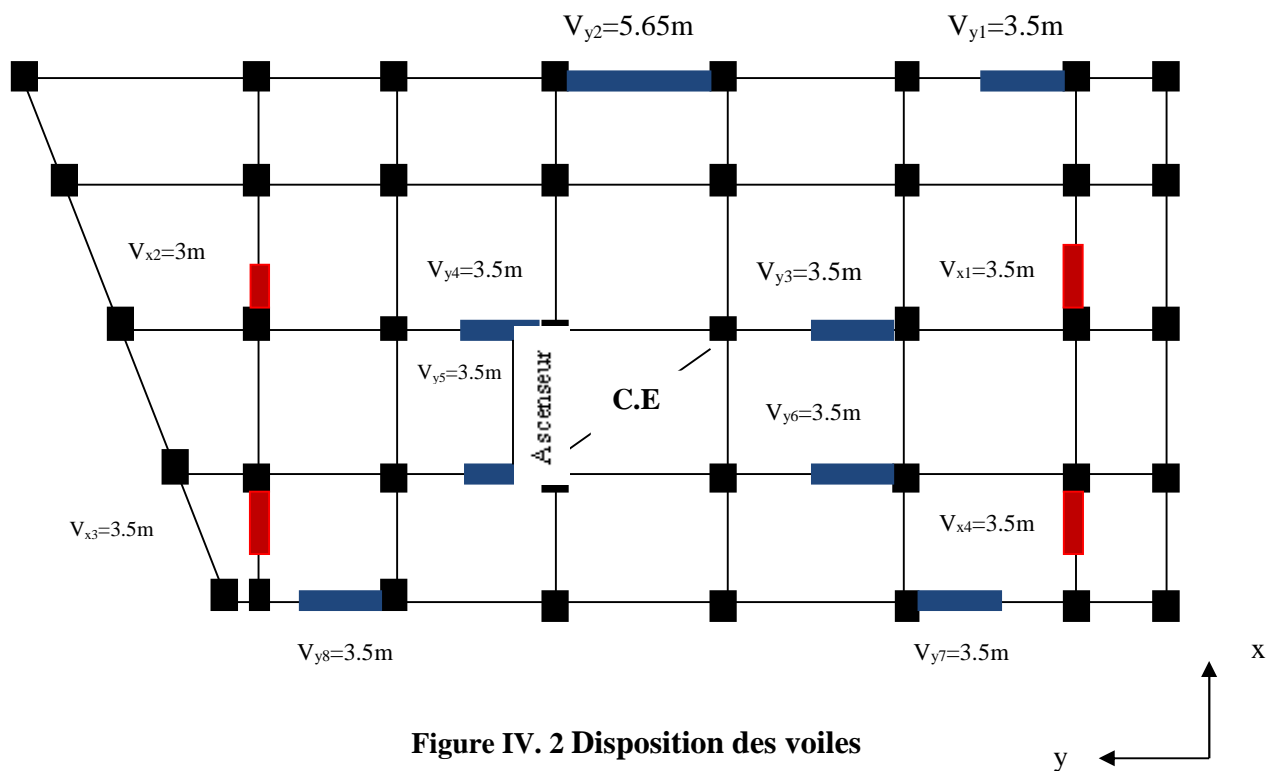


Figure IV. 2 Disposition des voiles

IV.3.2. Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par SAP2000V14

Le logiciel utilise pour modéliser notre structure est le Sap 2000 version 14.

Résultats obtenus :

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique :

Modes	périodes	Individuel mode		Cumulation sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.888951	0.73916	0.000007137	0.73916	0.000007137
Mode 2	0.696775	0.00002626	0.71206	0.73919	0.71207
Mode 3	0.632133	0.00025	0.00121	0.73944	0.71328
Mode 4	0.274458	0.14452	0.000007851	0.88396	0.71328
Mode 5	0.20646	0.00003279	0.13326	0.88399	0.84654
Mode 6	0.183836	0.00014	0.03139	0.88413	0.87793
Mode 7	0.140822	0.0501	0.000000201	0.93423	0.87793
Mode 8	0.125894	0.00005151	9.324E-08	0.93428	0.87793
Mode 9	0.125889	0.00005361	2.021E-07	0.93433	0.87793
Mode 10	0.108418	0.00014	3.838E-07	0.93447	0.87793
Mode 11	0.107863	0.00021	0.00019	0.93468	0.87812
Mode 12	0.104778	0.00282	0.01774	0.9375	0.89586
Mode 13	0.103015	0.00231	0.01965	0.93981	0.91551

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

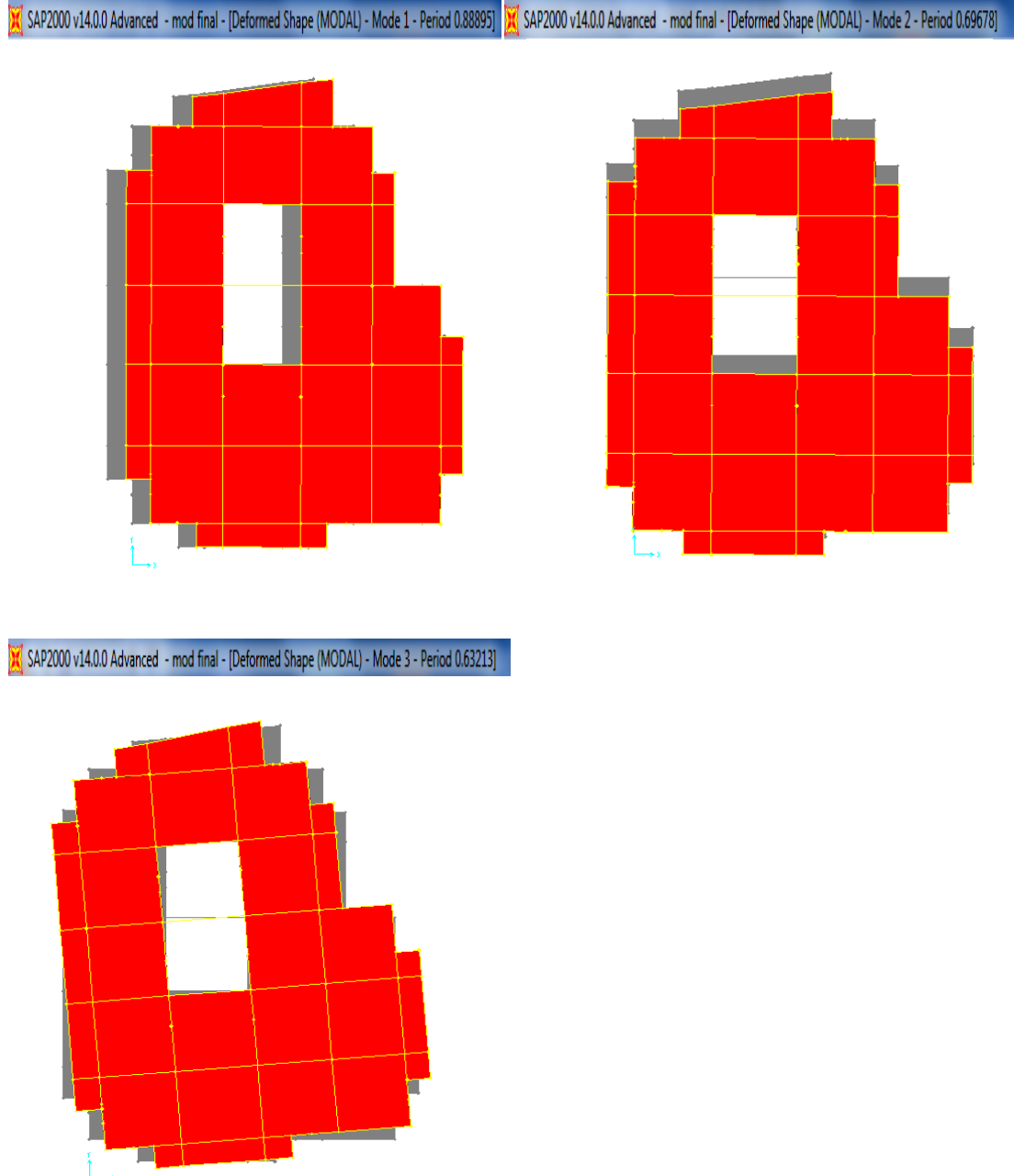


Figure IV.3 Les trois premiers modes de déformation

- **Analyse des résultats**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x atteint les 90% au bout de 7 modes, et selon l'axe y au bout de 13 modes.

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

➤ **Justification de l'interaction voiles portiques**

Les tableaux IV.3 ; IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.vérification sous charge verticales.

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	83827.663	19323.691	81.266663	18.7333372
Etage 1	71735.982	17339.94	80.533527	19.4664727
Etage 2	60354.553	15906.778	79.141751	20.8582486
Etage 3	52890.285	14571.387	78.400495	21.5995047
Etage 4	38171.508	13380.027	74.045337	25.9546626
Etage 5	38171.508	11640.25	76.631521	23.3684786
Etage 6	30944.25	10161.739	75.279176	24.7208235
Etage 7	25045.849	7945.239	75.917014	24.0829857
Etage 8	17677.499	6452.828	73.258431	26.7415688
Etage 9	11323.646	4521.426	71.464781	28.535219
Etage 10	5699.153	2275.635	71.464633	28.5353667

▪ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voiles- portique sous charge verticale est pratiquement vérifiée dans les quatre premiers niveaux.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges reprise (KN)				Pourcentage repris(%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	1823.982	1173.445	3265.907	2006.452	35.83539	36.90198	64.16460	63.09801
Etage 1	2189.134	1608.091	2692.247	1813.734	44.84661	46.99513	55.15338	53.00487
Etage 2	2210.773	1428.82	2411.381	1690.288	47.82992	45.80861	52.17007	54.19139
Etage 3	2111.831	1460.867	2146.863	1556.533	49.58870	48.41476	50.4112	51.58523
Etage 4	1911.371	1381.989	2020.637	1441.886	48.61055	48.93945	51.38944	51.06054
Etage 5	1911.371	1381.989	1661.782	1207.397	53.49255	53.3713	46.50744	46.62869
Etage 6	1564.43	1087.987	1606.692	1111.485	49.33364	49.46583	50.66635	50.53417
Etage7	1664.404	1281.794	1060.385	758.608	61.08377	62.82066	38.91622	37.17934
Etage 8	1181.489	866.678	994.657	665.307	54.29272	56.57222	45.70727	43.42777
Etage 9	953.811	727.352	643.983	423.534	59.69549	63.19931	40.30450	36.80069
Etage 10	715.394	667.667	327.111	202.76	68.62259	76.70569	31.37740	23.29431

On remarque que l'interaction voiles- portiques sous charge horizontale est vérifiées dans tous les niveaux.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Dans la vérification de l'interaction sous charge verticale on a augmenté la section des poteaux dans les déferant niveau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	$B(cm^2)$	$N_d(KN)$	v	observation
1	80 × 80	6400	4318.868	0.26993	vérifiée
2	80 × 80	6400	3239.662	0.20248	vérifiée
3	75 × 75	5625	2511.495	0.1786	vérifiée
4	75 × 75	5625	2039.153	0.14501	vérifiée
5	70 × 70	4900	1590.681	0.12985	vérifiée
6	70 × 70	4900	1307.119	0.10670	vérifiée
7	65 × 65	4225	1047.127	0.09914	vérifiée
8	65 × 65	4225	914.844	0.08661	vérifiée
9	60 × 60	3600	645.146	0.07168	vérifiée
10	55 × 55	3025	426.701	0.05642	vérifiée
11	50 × 50	2500	200.695	0.03211	vérifiée

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article **4.3.6** de l'**RPA/2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

Tableau IV.6 : vérification de la résultante des forces sismique :

Sens	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	5163.381	5349.488	0.9652103	vérifiée
Sens y-y	5781.284	6293.516	0.91861	vérifiée

➤ **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon le RPA 99 /2003(5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage .le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : Déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure donne par **RPA99/2003 (art4.43)**

δe_K : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement (R=5)

Tous les résultats sont regroupes dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7 .vérification du déplacement :

Niveau	Sens x-x					
	$\delta e_K(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta k/ Hk (%)$
1	0.0011	0.0055	0	0.0055	4.5	0.001222222
2	0.003	0.015	0.0055	0.0095	4.08	0.002328431
3	0.0047	0.0235	0.015	0.0085	3.06	0.002777778
4	0.0065	0.0325	0.0235	0.009	3.06	0.002941176
5	0.0083	0.0415	0.0325	0.009	3.06	0.002941176
6	0.0101	0.0505	0.0415	0.009	3.06	0.002941176
7	0.0118	0.059	0.0505	0.0085	3.06	0.002777778
8	0.0134	0.067	0.059	0.008	3.06	0.002614379
9	0.0148	0.074	0.067	0.007	3.06	0.002287582
10	0.0161	0.0805	0.074	0.0065	3.06	0.002124183
11	0.0173	0.0865	0.0805	0.006	3.06	0.001960784
Niveau	Sens y-y					
	$\delta e_K(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta k/ Hk (%)$
1	0.0006	0.003	0	0.003	4.5	0.000666667
2	0.0018	0.009	0.003	0.006	4.08	0.001470588
3	0.0029	0.0145	0.009	0.0055	3.06	0.001797386
4	0.0041	0.0205	0.0145	0.006	3.06	0.001960784
5	0.0054	0.027	0.0205	0.0065	3.06	0.002124183

6	0.0068	0.034	0.027	0.007	3.06	0.002287582
7	0.0082	0.041	0.034	0.007	3.06	0.002287582
8	0.0095	0.0475	0.041	0.0065	3.06	0.002124183
9	0.0108	0.054	0.0475	0.0065	3.06	0.002124183
10	0.0121	0.0605	0.054	0.0065	3.06	0.002124183
11	0.0132	0.066	0.0605	0.0055	3.06	0.001797386

On voit bien a travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inferieurs au centième de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$: [RPA (5.9)]**

Les effets de deuxième ordre (ou $P-\Delta$) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau ($k-1$).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

-Si Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ les effets ($P-\Delta$) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calcule au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(1 / (1-qK))$.

-Si Si $\Theta_K > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8 :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet (P- Δ):

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k
1	4.5	80897.29	0.0055	5089.889	0.01942566	0.003	5110.35	0.01055339
2	4.08	69031.774	0.0095	4881.381	0.03292833	0.006	4421.825	0.02295824
3	3.06	61051.641	0.0085	4622.154	0.03669023	0.0055	3119.108	0.035181
4	3.06	46665.019	0.009	4258.694	0.0322282	0.006	3017.4	0.03032413
5	3.06	45081.196	0.009	3932.008	0.03372113	0.0065	2823.875	0.0339111
6	3.06	37210.759	0.009	3573.153	0.03062937	0.007	2589.386	0.03287368
7	3.06	29890.024	0.0085	3171.122	0.02618248	0.007	2199.472	0.0310874
8	3.06	21903.708	0.008	2724.789	0.02101616	0.0065	2040.402	0.0228031
9	3.06	14465.454	0.007	2176.146	0.0152062	0.0065	1531.985	0.02005716
10	3.06	7414.357	0.0065	1597.794	0.009857	0.0065	1150.886	0.01368463
11	3.06	0	0.006	1042.505	0	0.0055	870.427	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4.conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles- portique (sous charge horizontal et vertical).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit. Découlent de la disposition des voiles. Aussi, on constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Étude des poteaux

V.1.1.introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
2. ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
3. ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

V.1.2. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1.).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 Sont apportées dans le tableau suivant : Coupe 1-1

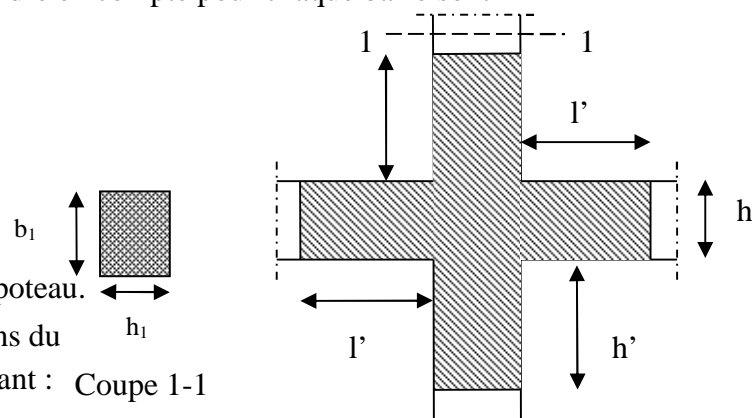


Figure.V.1. la zone nodale

en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.3. Les sollicitations dans les poteaux

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Niveau	Section	$(N_{max} \rightarrow M_{corr})$		$(M_{max} \rightarrow N_{corr})$		$(N_{min} \rightarrow M_{corr})$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1^{er} étage	80× 80	5190.56	2.29	334.12	2643.72	6.35	176.95
2^eet3^eme étage	75× 75	4220.87	20.98	280.14	808.95	26.10	185.47
4 et 5^eme étage	70× 70	3225.96	55.27	214.71	152.82	132.05	127.82
6et 7^eme étage	65× 65	2266.54	66.23	186.93	1127.65	206.54	87.87
8^eme étage	60× 60	1331.31	66.59	149.48	706.27	70.54	12.41
9^eme étage	55× 55	874.50	68.31	138.79	532.57	14.30	9.32
10^eme étage	50× 50	437.51	61.85	128.89	211.84	7.75	44.12

V.1.5. Ferrailage des poteaux

a) Les armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel **SOCTEC**.

les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 .ferrillages des poteaux :

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup} cm ²	A _{inf} cm ²	A _{RPA} cm ²	A _{adop} cm ²	Barres
RDC,1 ^{ere} étages	80×80	5190.56	2.29	0.00	0.00	51.20	52.80	4HA25+8H20+4H16
		2643.72	334.121	0.00	0.00			
		6.35	176.95	0.00	5.88			
2 ,3 ^e me étages	75×75	4220.87	20.98	0.00	0.00	45.00	45.74	12HA20+4HA16
		808.95	280.14	0.00	0.04			
		26.10	185.47	0.00	6.38			
4 ^e me,5 ^e me étages	70×70	3225.96	55.27	0.00	0.00	39.20	41.21	8HA20+8HA16
		1520.82	214.71	0.00	0.00			
		132.05	127.78	0.00	6.52			
6 ^e me,7 ^e me étages	65×65	2266.55	66.23	0.00	0.00	33.80	36.70	4HA20+12HA16
		1127.66	186.93	0.00	0.00			
		206.54	87.87	0.00	0.95			
8 ^e me étages	60×60	1331.31	66.59	0.00	0.00	28.80	31.04	4HA20+12HA14
		706.27	149.48	0.00	0.00			
		70.54	12.41	0.00	0.21			
9 ^e me étages	55×55	874.50	68.31	0.00	0.00	24.20	28.40	8HA16+8HA14
		532.57	138.79	0.00	0.36			
		14.30	9.32	0.00	0.26			
10 ^e me étages	50×50	437.51	61.85	0.00	0.00	20.00	21.37	8HA14+8HA12
		211.84	128.88	0.00	4.49			
		7.75	44.12	0.00	2.27			

b) Armatures transversale

Le tableau ci après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents niveaux.

Tableau V.4 .Les Armatures transversale dans les poteaux :

Section (cm ²)	Φ_l^{min} Cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm ²)	λ_g	Amin (cm ²)	A_l^{adop} (cm ²)	barres
80×80	1.6	281.117	64	10	15	4.94	3.45	7	9.05	8HA12
75×75	1.6	440.447	64	10	15	7.74	2.20	9	9.05	8HA12
70×70	1.6	432.287	64	10	15	7.60	2.20	8.4	9.05	8HA12
65×65	1.6	366.485	64	10	15	6.44	2.20	7.8	9.05	8HA12
60×60	1.4	283.949	56	10	15	4.99	2.20	7.2	7.66	4HA12+4HA10
55×55	1.4	236.491	56	10	15	4.16	2.20	6.6	6.97	2HA12+6HA10
50×50	1.2	93.079	48	10	15	1.64	2.20	6	6.28	8HA10

V.1.6. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

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

Avec :

B_r : Section réduite du béton

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_b = 1.5$ pour les situation courantes.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ pour les situation courantes.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = l_f / i \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

Cas d une section rectangulaire :

$$I = bh^3 / 12$$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normale ultime :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
RDC	80 × 80	395	276.5	11.958	0.830	52.8	6084	10883.59	5190.56	Vérifiée
Etage1	80 × 80	353	247.1	10.687	0.834	52.8	6084	10933.82	5190.56	Vérifiée
Etage2et3	75 × 75	251	175.7	8.105	0.840	45.74	5329	9637.17	4220.87	Vérifiée
Etage4et5	70 × 70	251	175.7	8.684	0.839	41.21	4624	8393.54	3225.96	Vérifiée
Etage6et7	65 × 65	251	175.7	9.352	0.838	36.7	3969	7229.30	2266.54	Vérifiée
Etage 8	60 × 60	251	175.7	10.132	0.835	31.04	3364	6110.47	1331.31	Vérifiée
Etage 9	55 × 55	251	175.7	11.053	0.833	28.4	2809	5158.33	874.50	Vérifiée
Etage 10	50 × 50	251	175.7	12.158	0.829	21.37	2304	4158.11	437.51	Vérifiée

$N_u < N_{max} \Rightarrow$ Pas risque de flambement.

V.1.7. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement.

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier

que : $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{Béton fibre sup.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{Béton fibre Inf.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} (h/2 - V)$$

$$I_{gg'} = b/3(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ;$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

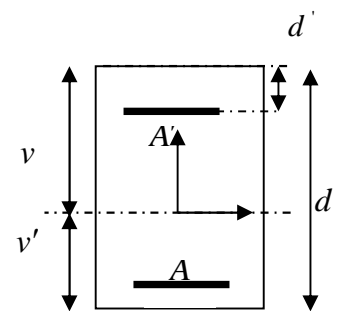


Fig.V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 .Vérification des contraintes dans le béton :

Niveaux	RDC et 1 ^{er} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section(cm ²)	80 × 80	75× 75	70× 70	65× 65	60× 60	55× 55	50× 50
d (cm)	77	72	67	62	57	52	47
A _s (cm ²)	52.8	45.71	41.21	36.7	31.04	28.4	21.37
v (cm)	44.074	41.248	38.58	35.90	33.092	30.524	27.500
v' (cm)	35.925	33.751	31.415	29.099	26.90	24.475	22.499
I _{gg'} (m ⁴)	0.0437	0.0336	0.0256	0.019	0.0138	0.0098	0.0065
N _{ser} (KN)	3781.82	3072.321	2348.473	1650.606	970.371	638.274	321.23
M _{ser} (KN.m)	278.201	15.1103	39.127	47.2009	47.517	48.63	45.1
M _G (KN.m)	432.29	130.27	123.31	103.33	77.52	67.93	53.13
σ _{bc1} (MPa)	9.610	6.465	6.112	5.39	4.24	3.95	3.358
σ _{bc2} (MPa)	1.711	3.561	2.744	1.88	0.8758	0.16	-0.676
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.1.8. Vérification aux sollicitations tangentés :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentés :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	80 × 80	276.5	3.45	0.04	77	281.117	0.456	1	Vérifiée
Etage 1	80 × 80	247.1	3.45	0.04	77	281.117	0.456	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	75 × 75	175.7	2.20	0.04	72	440.447	0.815	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	70 × 70	175.7	2.20	0.04	67	432.287	0.921	1	Vérifiée
Etage 6 et 7	65 × 65	175.7	2.20	0.04	62	366.485	0.909	1	Vérifiée
Etage 8	60 × 60	175.7	2.20	0.04	57	283.949	0.830	1	Vérifiée
Etage 9	55 × 55	175.7	2.20	0.04	52	236.491	0.826	1	Vérifiée
Etage 10	50 × 50	175.7	2.20	0.04	47	93.079	0.396	1	Vérifiée

Conclusion :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux

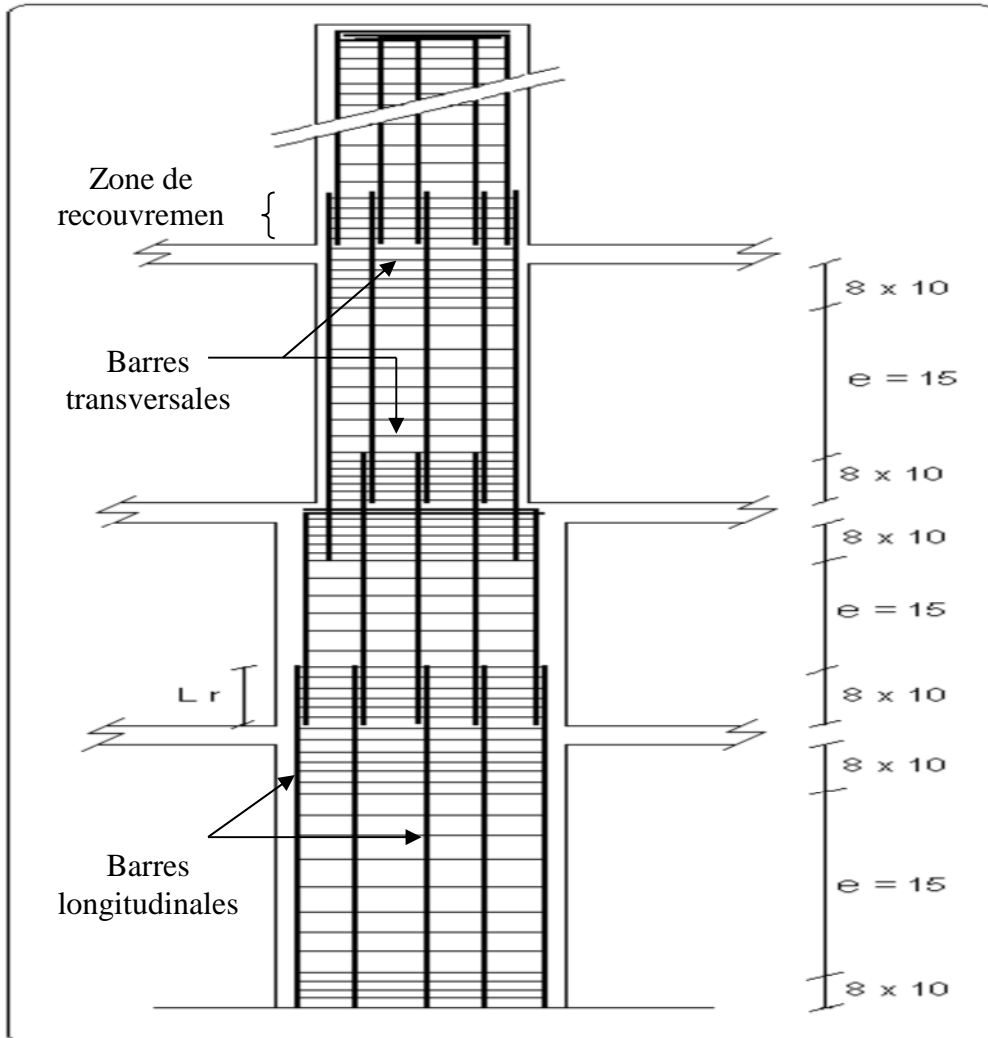
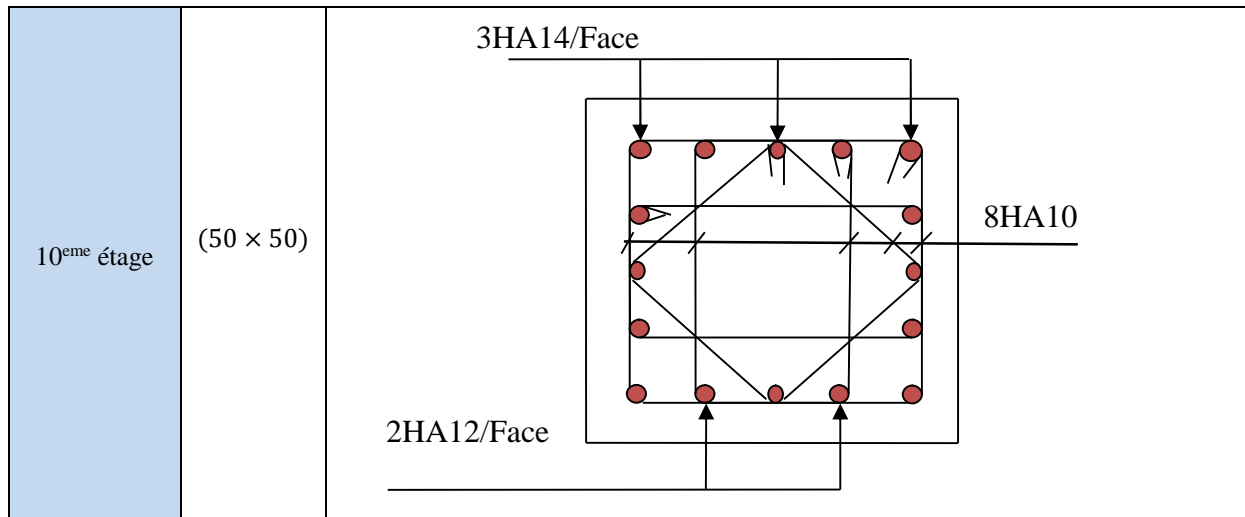
V.2.6 Schémas de ferrailage :

Figure. V.4. Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

Tableau .V.8.Ferrailage des sections des poteaux

Niveau	section	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC et 1 ^{er} étage	(80 × 80)	<p>2HA25/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>8HA12</p> <p>2HA20/Face</p>
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	(75 × 75)	<p>4HA20/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>8HA12</p>
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	(70 × 70)	<p>3HA20/Face</p> <p>8HA12</p> <p>2HA16/Face</p>
Niveau	section	Schéma de ferrailage des poteaux (suite)

<p>6^{eme} et 7^{eme} étage</p>	<p>(65 × 65)</p>	<p>4HA20/Face</p> <p>3HA16/Face</p> <p>8HA12</p>
<p>8^{eme} étage</p>	<p>(60 × 60)</p>	<p>4HA20/Face</p> <p>3HA14/Face</p> <p>4HA12+4HA10</p>
<p>9^{eme} étage</p>	<p>(55 × 55)</p>	<p>3HA16/Face</p> <p>2HA14/Face</p> <p>2HA12+6HA10</p>



V.1.8. Dispositions constructives :

▪ **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 1.0cm \rightarrow L = 10cm$$

$$\phi_t = 1.2cm \rightarrow L = 12cm$$

▪ **Longueur de recouvrement**

- La longueur minimale des recouvrements est de

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100cm.$$

On adopte : $L_r = 100cm.$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

On adopte : $L_r = 80cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 64cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 56cm.$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2$$

On adopte : $L_r = 48cm.$

-La zone nodale :

Les dimensions de la zone nodale sont :

Pour le RDC

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm\right) \Rightarrow h' = \text{max}(65.83; 80; 80; 60)cm = 80cm$$

$$l' = 2h \Rightarrow l' = 2 \times 55 = 110cm$$

Pour 1^{er} étage : $h' = 80cm ; l' = 110cm$

Pour le 2^{ème} et 3^{ème} étage : $h' = 75cm ; l' = 110cm$

Pour le 4^{ème} et 5^{ème} étage : $h' = 70cm ; l' = 110cm$

Pour le 6^{ème} 7^{ème} étage : $h' = 65cm ; l' = 110cm$

Pour le 8^{ème} étage : $h' = 60cm ; l' = 110cm$

Pour le 9^{ème} étage : $h' = 60cm ; l' = 110cm$

Pour le 10^{ème} étage : $h' = 60cm ; l' = 110cm$

V.2. Etude des poutres :**V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel

SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q\pm E$

4). $0.8G\pm E$

V.2.2.ferrailage :**a) Armatures longitudinales : RPA99/2003(art 7.5.2.1)**

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

➤ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$-S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$-S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

➤ La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Dispositions constructives des portiques

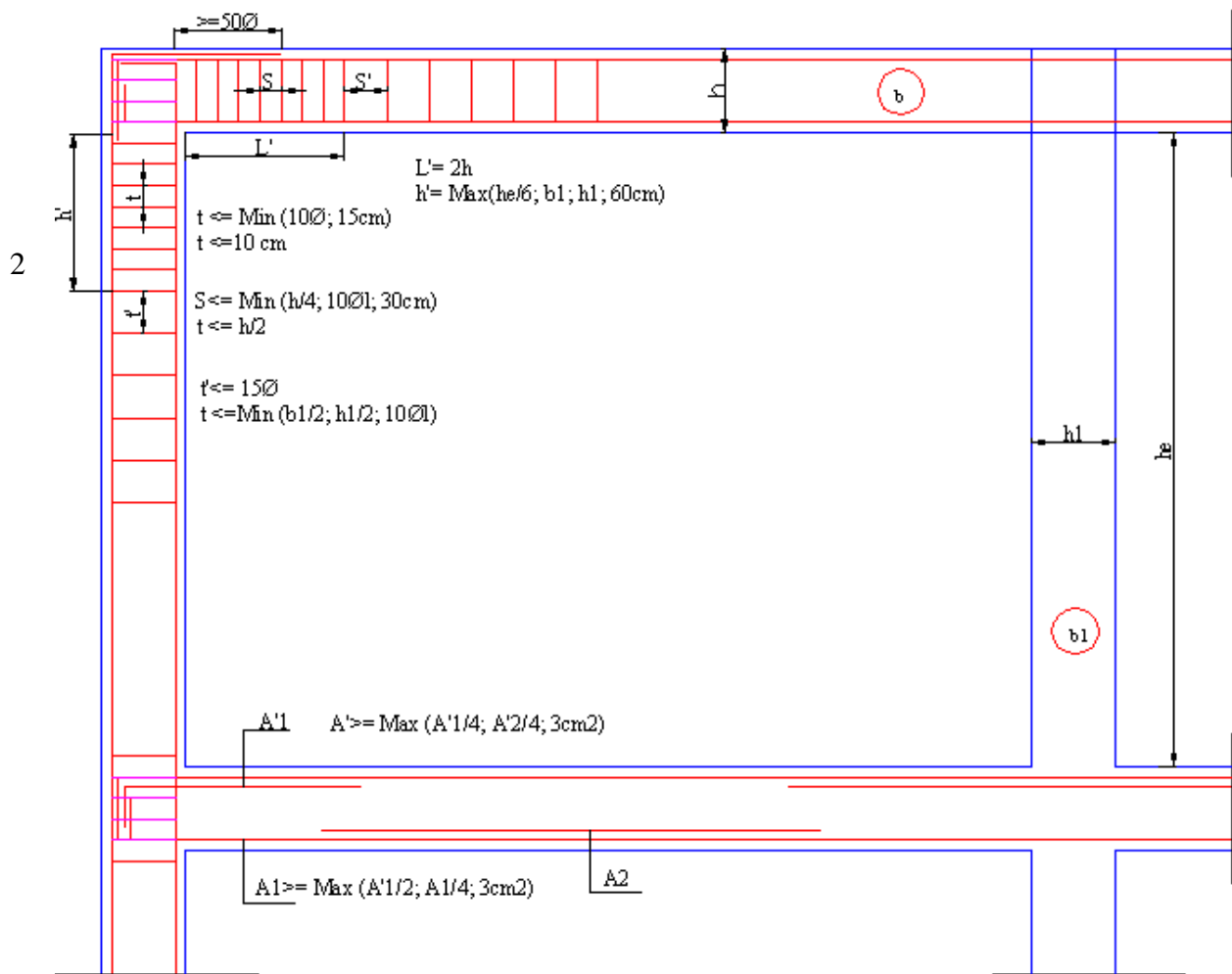


Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques.

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.2.5. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}) du RPA.

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.9A. Ferrailage des poutres principales et secondaires RDC :

Niveau	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adop} (Cm ²)	nombre
RDC	Poutre principale	55×45	Appui	269.06	305.41	16.61	12.37	16.84	5HA20+1HA12
			Travée	194.63		12.33		12.44	2HA20+4HA14
	Poutre secondaire	55×45	Appui	130.23	77.27	6.61	12.37	12.44	2HA20+4HA14
			Travée	83.64		4.20		12.44	2HA20+4HA14

Tableau V.9B. Ferrailage des poutres principales et secondaire (habitation) :

Niveau	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adop} (Cm ²)	nombre
1 ^{er} étages	Poutre principale	55×45	Appui	15.81	12.37	16.59	4HA20+2HA16
			Travée	8.08		12.44	2HA20+4HA14
	Poutre secondaire	55×45	Appui	9.51	12.37	12.44	2HA20+4HA14
			Travée	5.84		12.44	2HA20+4HA14
2 ^{eme} a 5 ^{eme} étages	Poutre principale	55×45	Appui	12.73	12.37	12.81	3HA20+3HA12
			Travée	6.77		12.44	2HA20+4HA14
	Poutre secondaire	55×45	Appui	12.39	12.37	12.44	2HA20+4HA14
			Travée	6.44		12.44	2HA20+4HA14
6 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	Poutre principale	55×45	Appui	14.15	12.37	14.32	2HA20+4HA16
			Travée	6.88		12.44	2HA20+4HA14
	Poutre secondaire	55×45	Appui	10.85	12.37	12.44	2HA20+4HA14
			Travée	6.52		12.44	2HA20+4HA14
10 ^{eme} étages	Poutre principale	55×45	Appui	14.23	12.37	14.32	2HA20+4HA16
			Travée	7.81		12.44	2HA20+4HA14
	Poutre secondaire	55×45	Appui	10.91	12.37	12.44	2HA20+4HA14
			Travée	4.82		12.44	2HA20+4HA14

V.2.6. Vérification des armateurs Solon le RPA99/2003 :

- Pourcentage maximum des armateurs longitudinaux :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 55 \times 45 = 99cm^2 > A_{Adopté}$

En zone recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 55 \times 45 = 148.5cm^2 > A_{Adopté}$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$L_r > 40\phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 20mm \Rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80cm$ on adopte $L_r = 80cm$

$\phi = 16mm \Rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64cm$ on adopte $L_r = 65cm$

$\phi = 14mm \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56cm$ on adopte $L_r = 60cm$

$\phi = 12mm \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48cm$ on adopte $L_r = 50cm$

V.2.7. Les armatures transversales :

a) **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_t; h/35; b/10)$$

Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min(\phi_t; h/35; b/10) = \min(1.2; 1.57; 4.5)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de Ø10 pour toutes les poutres.

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon RPA 99 art (7.5.2.2) : $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min})$

$$\text{Zone nodale} : \begin{cases} S_t \leq \min(13.75; 14.4) \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante} : \begin{cases} S_t \leq h / 2 = 55 / 2 = 27.5 \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 0.45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.8. Vérifications L'ELU :

a) condition de non fragilité : BAEL91 (Article F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 2.82 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes tangentielle maximal :

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

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

BAEL91 (art H.III.2).

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau .V.10. Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	305.41	1.30	3.33	Vérifiée
Secondaires	77.27	0.33	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et ce la pour tout type de poutre.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ en appui de rive:

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

BAEL91 (Art H.IV.2)

➤ en appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots \dots \dots (2), \gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.11. Vérification au cisaillement :

Poutres	$A_l (cm^2)$	$V_u (KN)$	$M_a (KN.m)$	$A_l^{rive} (cm^2)$	$A_l^{int} (cm^2)$	Observation
Principale	16.84	305.41	269.06	8.78	-7.75	Vérifiée
Secondaires	12.44	77.27	130.23	2.22	-5.78	Vérifiée

V.1.9. Vérification a L'ELS :

a) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci- après :

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	190.94	396090.08	19.19	9.25	15	Vérifiée
	Travée	96.71	327900.54	13.42	3.96	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	50.94	327900.54	13.42	2.08	15	Vérifiée
	Travée	24.34	327900.54	13.42	1.00	15	Vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V. 13.vérification de la flèche pour les poutres :

poutre	$h_t (cm)$	$b (cm)$	$L (cm)$	$A_s (cm^2)$	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	55	45	580	16.84	0.095	0.008	0.0072	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	55	45	600	12.44	0.092	0.087	0.0053	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.9. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).

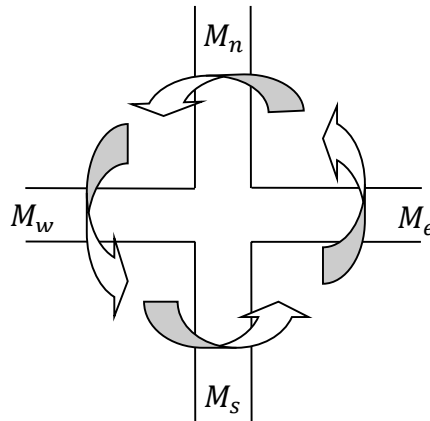


Figure V.3 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Calcul pour le RDC et 1^{er} étage :

$$Z = 0.9 \times 80 = 72 \text{cm}$$

$$M_R = 52.8 \times 72 \times 348 \times 10^{-3} = 1322.96 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.14 .Moment résistant dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	80 × 80	72	52.80	1322.96
2 ^{eme} et 3étages	75 × 75	67.5	45.74	1074.43
4 ^{eme} et 5étages	70 × 70	63	41.21	903.49
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	65 × 65	58.5	36.70	747.14
8 ^{eme} étages	60 × 60	54	31.04	583.30
9 ^{eme} étages	55 × 55	49.5	28.40	489.22
10 ^{eme} étages	50 × 50	45	21.37	334.65

b) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres :

Niveau	Type de poutres	Z (cm)	As (cm ²)	$M_R = M_w = M_e$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
RDC	Poutre principale	49.5	16.84	290.08	725.2
	Poutre secondaire	49.5	12.44	214.29	535.725
1 ^{er} étages	Poutre principale	49.5	16.59	285.78	714.45
	Poutre secondaire	49.5	12.44	214.29	535.725
2 ^{eme} a 5 ^{eme} étages	Poutre principale	49.5	12.81	220.66	551.65
	Poutre secondaire	49.5	12.44	214.29	535.725
6 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	Poutre principale	49.5	14.32	246.68	616.7
	Poutre secondaire	49.5	12.44	214.29	535.725
10 ^{eme} étages	Poutre principale	49.5	14.32	246.68	616.7
	Poutre secondaire	49.5	12.44	214.29	535.725

Tableau V.16. Vérification des zones nodales :

Niveau	M _n	M _s	M _n + M _s (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
RDC	1322.96	1322.96	2645.92	725.2	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag1	1322.96	1322.96	2645.92	714.45	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag2	1074.43	1322.96	2397.39	551.65	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag3	1074.43	1074.43	2148.86	551.65	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag4	903.49	1074.43	1977.92	551.65	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag5	903.49	903.49	1806.98	551.65	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag6	747.14	903.49	1650.63	616.7	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag7	747.14	747.14	1494.28	616.7	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag8	583.30	747.14	1330.44	616.7	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag9	489.22	583.30	1072.52	616.7	Vérifiée
				535.725	Vérifiée
Etag10	334.65	489.22	823.87	616.7	Vérifiée
				535.725	Vérifiée

V.2.10. Schéma de ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres principale et secondaire (coupes) et donné par deux figures ci-dessous :

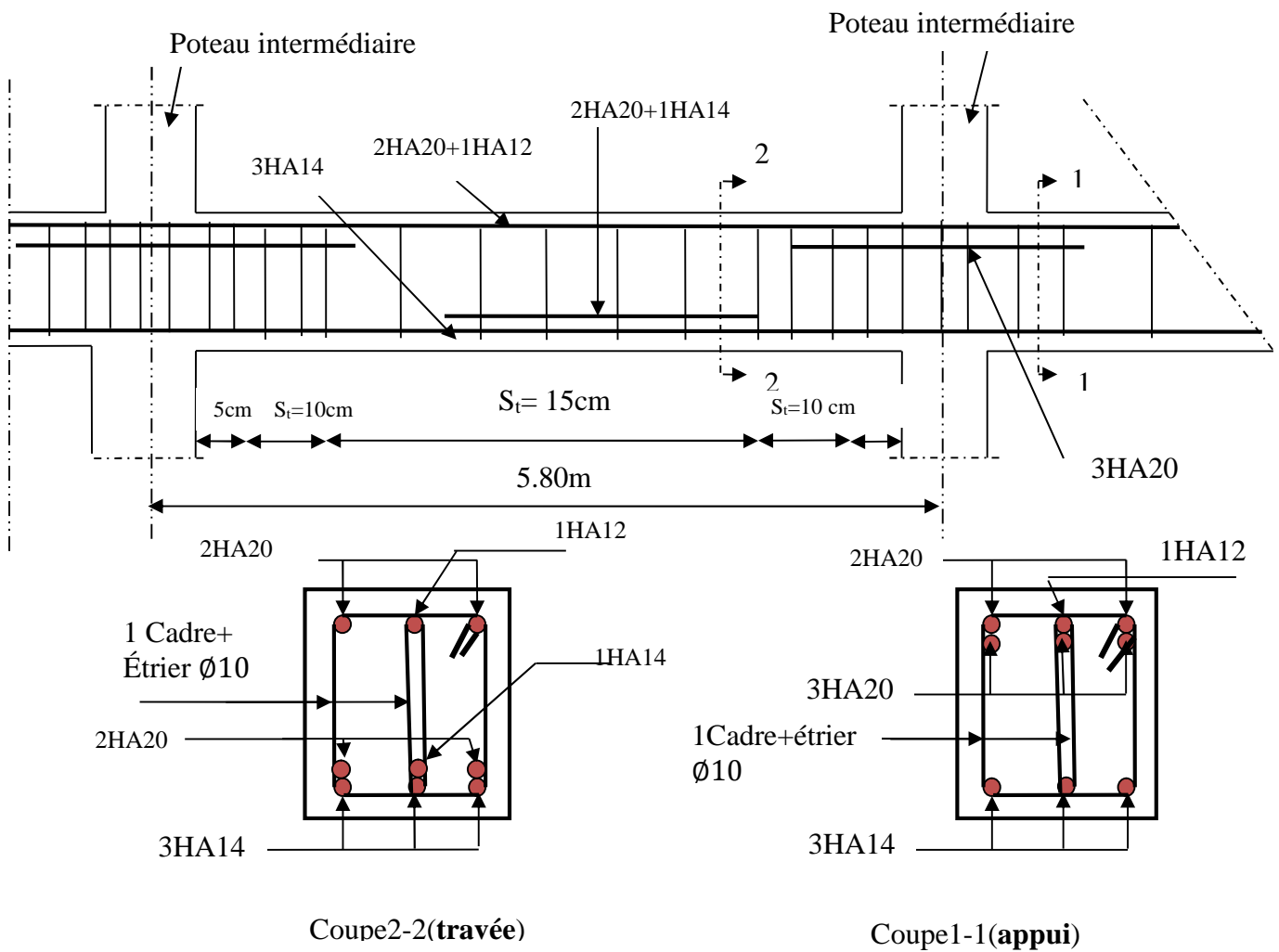


Figure. V. 6. Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC

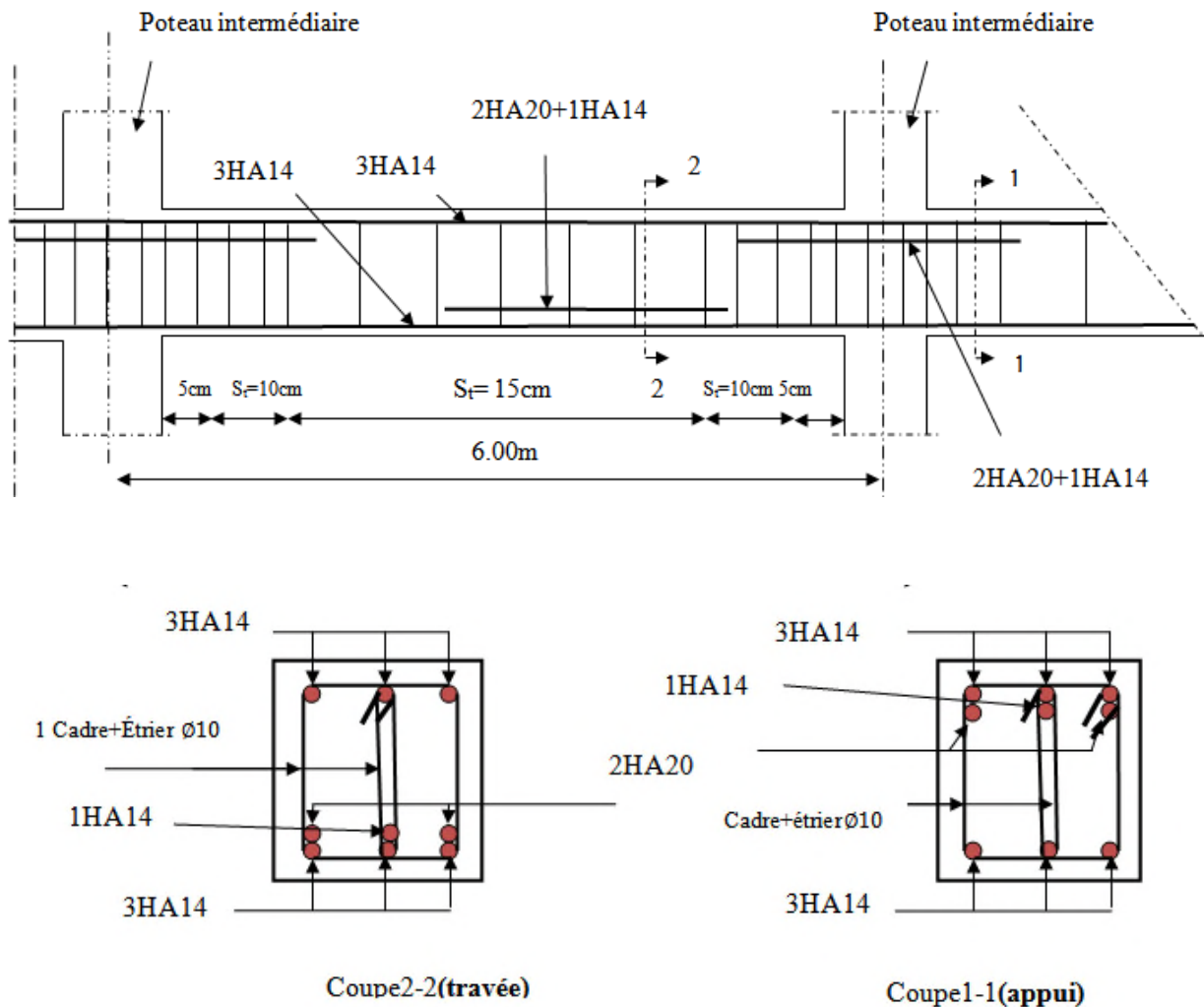


Figure.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaire de RDC

Conclusion :

On constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux et les poutres.

Le choix de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) à une influence majeure sur le choix des sections des éléments (poteaux ; poutres,...) à adopter. En effet en choisissant une résistance à la compression importante ; la quantité d'armatures nécessaire pour ferrailer un élément peut se retrouver diminuée.

V.3. Etude des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le RPA.99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- ✓ Voile élancés : ($h/l > 1.5$)
- ✓ Voiles courts : ($h/l < 1.5$)

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.2. Recommandation du RPA99/2003 : les voiles comportent des**a. Armatures verticales :**

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \rightarrow \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \rightarrow \text{dans la zone courante.}$$

En zone courante (non tendue) 0.10%.

-L'espacement :

$$S \leq \min(1.5e, 30\text{cm}).$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40∅: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20∅: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Le ferrailage :

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (b×h).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

A_v^{\min} / voil : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h$$

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

A_v^{adopte} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} / voil : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

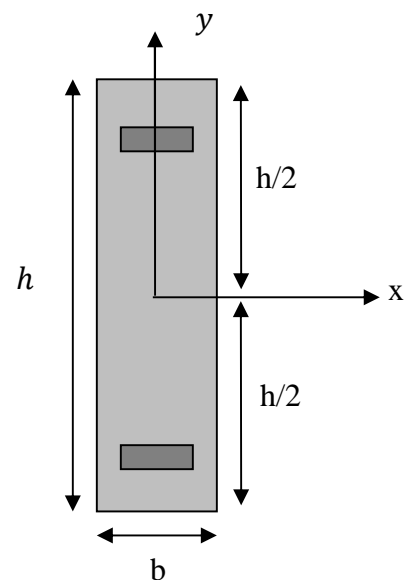


Figure V.8: Section du voile

A_h^{adopte} / ml : Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

- Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N. M. V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent

- Schéma de répartition des voiles.

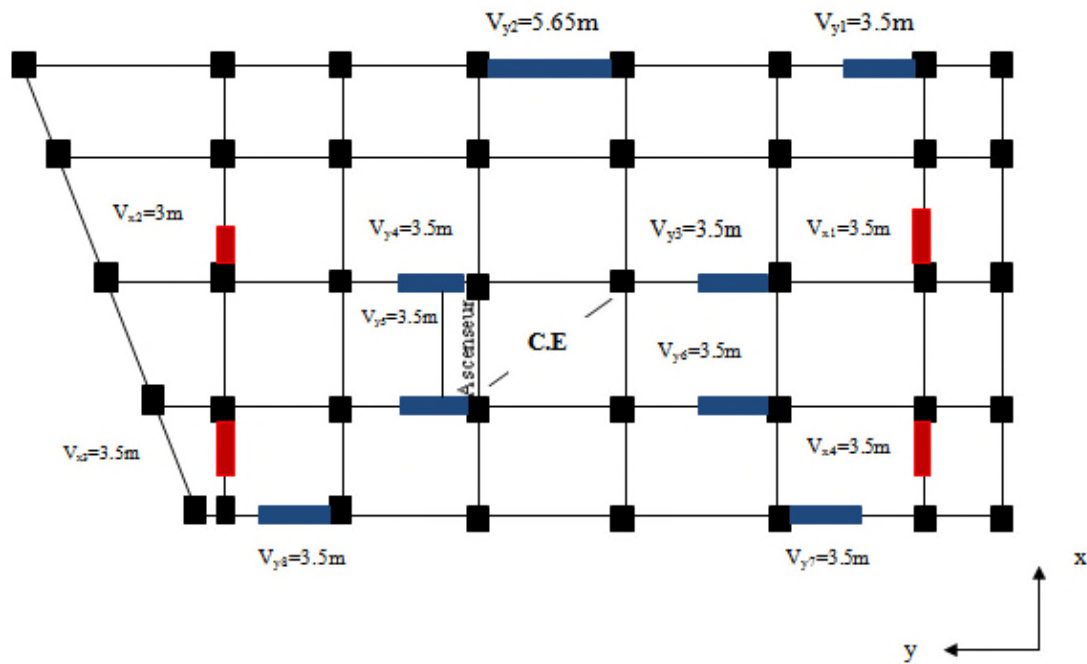


Figure. V.9. Schéma de répartition des voiles.

V.3.3.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16. Sollicitations maximales de calcul dans le voile (V_{x4}) :

niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	V_{x4}	3221.03	-8.00	-3599.14	944.43	944.43	-3599.14	855.24
3,4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x4}	2475.90	255.98	1195.41	2125.45	854.685	23.01	636.16
7,8,9 et 10 ^{ème} étage	V_{x4}	1308.44	263.13	526.77	1228.93	404.7	201.59	37.560

Tableau V.17. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x2}):

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Va(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	V_{x2}	7540.8	9140.32	9581.72	6540.88	1673.25	7190.30	1604.56
3,4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x2}	2262.3	-21.8	-766.8	1037.3	432.247	46.52	417.4
7,8,9 et 10 ^{ème} étage	V_{x2}	1235.085	-97.22	-302.63	471.56	471.56	-302.63	262.46

Tableau .V.18 . Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y7}) :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Va(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	V_{y7}	3563.72	111.31	2468.2	2160.1	126.97	-251.43	598.2
3,4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y7}	2734.61	36.60	805.9	183.00	600.21	121.36	416.6
7,8,9 et 10 ^{ème} étage	V_{y7}	1470.83	17.169	456.2	259.25	140.2	234.5	25.41

Tableau. V.19. sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2}):

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Va(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	V_{y2}	4551.70	-286.68	-5964.8	3511.3	177.08	-353.303	998.2
3,4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y2}	2734.61	36.60	-114.94	414.74	90.6	121.9	99.82
7,8,9 et 10 ^{ème} étage	V_{y2}	1470.28	234.50	410.73	897.86	52.57	261.57	52.53

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y1} dans les autres niveaux :

Tableau. V.21. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux :

Niveau	RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	3,4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	3.50 × 0.20	3.50 × 0.20	3.50 × 0.20
M(KN)	-3599.14	854.68	404.7
N(KN)	944.43	23.01	201.59
section	SPC	SPC	EC
V (KN)	855.24	636.156	37.56
τ (MPa)	1.19	1.41	0.835
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	18.29	14.29	14
A_v^{min} (cm ²)	10.5	10.5	10.5
A_v^{adop} (cm ²)	18.47	15.83	13.56
$N^{bre} / face$	12HA14	14HA12	14HA12
S_t (cm)	25	25	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.445	0.214	0.114
A_h^{min} (cm ²)	7	7	7
A_h^{adop} (cm ²)	7.90	7.90	7.90
$N^{bre} / plan$	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau. V.22. sollicitation de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	3,4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	3.0 × 0.20	3.0 × 0.20	3.0 × 0.20
M(KN)	9581.72	-766.8	-302.63.
N(KN)	6540.8	1037.3	471.56
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	1604.56	417.4	262.467
τ (MPa)	4.16	1.082	0.603
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5

$A_v^{cal} (cm^2)$	18.42	<0	<0
$A_v^{min} (cm^2)$	9	9	9
$A_v^{adop} (cm^2)$	18.48	9.03	9.03
$N^{bre} / face$	12HA14	8HA12	8HA12
$S_t(cm)$	25	25	25
$A_h^{cal} (cm^2)$	5.2	1.35	0.151
$A_h^{min} (cm^2)$	6.00	6.00	6.00
$A_h^{adop} (cm^2)$	6.28	6.28	6.28
$N^{bre} / plan$	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(cm)$	20	20	20

Tableau. V.23 .solicitation de calcul dans le voile V_{y7} dans tous les niveaux :

niveau	RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	3,4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	3.5 × 0.2	3.5 × 0.2	3.5 × 0.2
M(KN)	2468.2	805.9	234.5
N(KN)	2160.1	183.00	140.2
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	598.2	416.6	25.41
τ (MPa)	1.329	0.926	0.631
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	<0	5.043	0.348
$A_v^{min} (cm^2)$	10.5	10.5	10.5
$A_v^{adop} (cm^2)$	12.32	12.32	12.32
$N^{bre} / face$	8HA14	8HA14	8HA14
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.66	1.16	0.154
$A_h^{min} (cm^2)$	7	7	7
$A_h^{adop} (cm^2)$	7.90	7.90	7.90
$N^{bre} / plan$	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	20	20	20

Tableau V.25. Sollicitation de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux :

niveau	RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	3,4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	5.65 × 0.2	5.65 × 0.2	5.65 × 0.2
M(KN)	-5964.8	121.9	261.6
N(KN)	3511.3	90.6	52.57
section	SPC	SPC	SPC
V (KN)	998.2	99.82	52.53
τ (MPa)	1.374	0.297	0.169
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	<0	<0	<0
A_v^{min} (cm ²)	16.95	16.95	16.95
A_v^{adop} (cm ²)	18.47	7.75	7.75
$N^{bre} / face$	12HA14	12HA14	12HA14
S_t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.72	1.621	1.374
A_h^{min} (cm ²)	11.3	11.3	11.3
A_h^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	12.32
$N^{bre} / plan$	8HA14	8HA14	8HA14
S_t (cm)	20	20	20

V.3 schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui RDC(V_{x4}) comme exemple

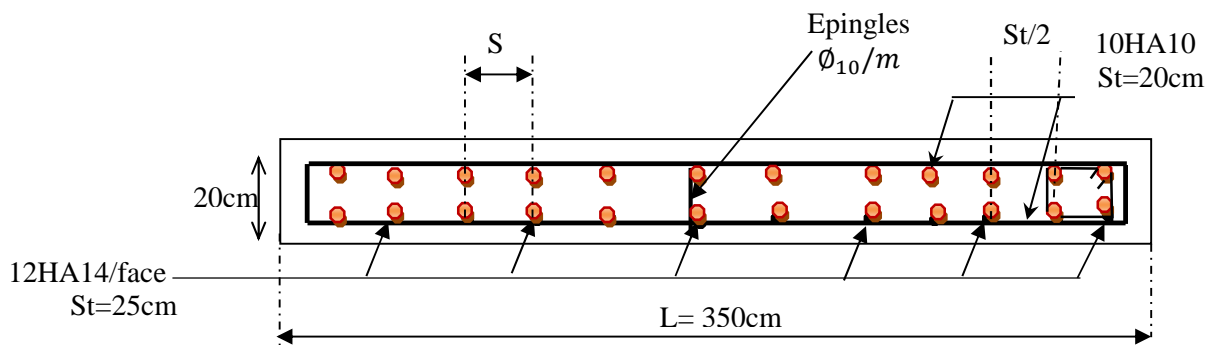


Figure. V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x4}

V.4.Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exigée par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Deuxième partie

INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.75 bar à une profondeur de 2 m.

VI.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3 Etude des fondations

Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

1. Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots \dots \dots * ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{\max} = 600 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (*) on obtient : $h_t \geq 60 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 65 \text{ cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 30 \text{ cm}$; On opte pour une hauteur $h_0 = 50 \text{ cm}$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots \dots \dots (1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique.} \dots \dots \dots (2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t > 0.927 \text{ m}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 0,95 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Calcul du Poids :

$N_{ser} = 117263.402 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.5 \times 769.35 \times 25 = 9616.87 \text{ KN}$ (Poids du radier)

Poids des nervures sens xx: $(50 / 95) = 0.5 \times 0.95 \times 34.8 \times 25 \times 5 = 2066.25 \text{ KN}$

Poids des nervures sens yy: $(50 / 95) = 0.5 \times 0.95 \times 22.5 \times 25 \times 8 = 2113.75 \text{ KN}$

$N_{ser} = 117263.402 + 2066.25 + 2113.75 + 9616.87 = 131060.27 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{131060.27}{175} = 748.92 \text{ m}^2$$

$S_{bat} = 769.35 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 748.92 \text{ m}^2 \Rightarrow$ On n'a pas besoin de débord.

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 769.35 \text{ m}^2$

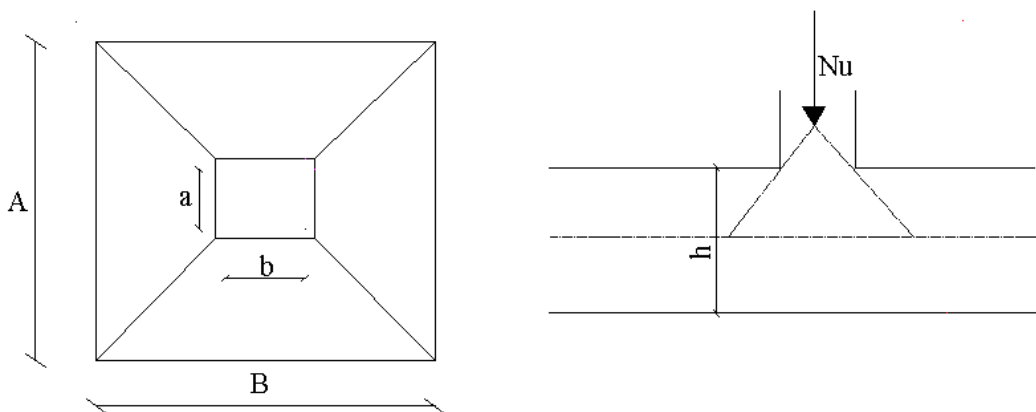
2. Les vérifications nécessaires**a) Vérification au poinçonnement**

Fig.VI. 1. Zone de contact poteau

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (CBA93 article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 80 + 95 \Rightarrow A = 175 \text{ cm} \\ B = 80 + 95 \Rightarrow B = 175 \text{ cm} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 7 \text{ m}$ ce qui donne :

$$Nu = 5190.56 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.045 \times 7 \times 0.95 \frac{25}{1.15} = 6505.43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$\text{A partir du programme SOCOTEC on trouve : } \begin{cases} X_g = 11.38 \text{ m}; I_{xx} = 75740 \text{ m}^4 \\ Y_g = 17.13 \text{ m}; I_{yy} = 32940.9 \text{ m}^4 \\ S_{rad} = 769.35 \text{ m}^2 \end{cases}$$

• Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{y,x}}{I_{y,x}} \times Y_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_{y,x}$: Moment sismique à la base

$$N = 127213.53 \text{ KN} \text{ et } M_x = 10368.0417 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.168 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.168 + 0.163}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Dans le sens y-y

$$M_y = 28015.1831 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.174 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.174 + 0.156}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.170 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99/version 2003, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x} : e = \frac{10368.0417}{127213.53} \Rightarrow e = 0,08m < 8.57m \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

$$\text{Sens y-y} : e = \frac{28015.1831}{127213.53} \Rightarrow e = 0,22m < 5.65m \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

3. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable causée par la réaction du sol, soit le panneau (Px) de la **figure VI.2** et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$l_x = 5.6m \text{ et } l_y = 5.8m .$$

a) Calcul des sollicitations

▪ Calcul a l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{160625.24}{769.35} \Rightarrow q_u = 208.78KN / m^2 .$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{117263.402}{769.35} \Rightarrow q_{ser} = 152.42KN / m^2 .$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU} : \rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

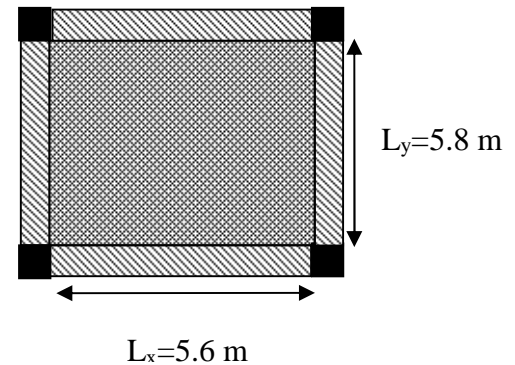


Figure. VI.2. dalle sur 04 appuis

[Annexe 1]

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 262.45KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 238.61KNm$$

-En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 196.83KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 178.96KNm$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 131.22KN.m$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 119.31KN.m$$

$$\bullet \text{ A L'ELS} : \rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

[Annexe 1]

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_S \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 226.53 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^X = 212.60 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 169.90 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 159.45 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 113.26 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 106.30 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$

Tableau.VI. 1.Résumé des résultats du ferrailage

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
Sens x.x	Travée	0.060	0.078	0.465	12.168	7HA16=14.07
	appui	0.040	0.051	0.470	8.024	7HA14=10.78
Sens y.y	Travée	0.055	0.071	0.466	11.030	7HA16=14.07
	appui	0.037	0.047	0.471	7.282	7HA14=10.78

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // Lx: } S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm.} \\ \text{Armatures // Ly: } S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm.} \end{cases} ;$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ dans le sens xx.

$S_t = 15 \text{ cm}$ dans le sens yy.

▪ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho > 0.4$, la section d'armature est :

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A^{\min}_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et $f_e E400$

$$\begin{cases} A^{\min}_x = 0.0008 \times (3 - 0.96) \times 100 \times 50 / 2 = 4.08 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A^{\min}_y = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **En appui :** $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{208.78 \times 5.6}{2} \times \frac{5.8^4}{5.6^4 + 5.8^4} = 312.77 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 281.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{312.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.47} = 0.665 < \bar{\tau} = (0.07 / \gamma_b) \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

D'onc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

b) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a : en travée : $A = 14.07 \text{ cm}^2$; $y = 12.28 \text{ cm}$; $I = 331009 \text{ cm}^4$

en appui : $A = 10.78 \text{ cm}^2$; $y = 10.94 \text{ cm}$; $I = 265730 \text{ cm}^4$

Tableau.VI. 2 Vérification des contraintes du radie

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	169.90	6.30	275.02	15	201.63
	M _a	113.27	4.67	236.91	15	201.63
y-y	M _t	159.45	5.91	258.11	15	201.63
	M _a	106.30	4.38	222.34	15	201.63

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Tableau VI.3 Vérification des contraintes nouvelles

Localisation	sens	Choit/m l	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S _t
Travée	x-x	7HA20	21.99	169.90	14.80	471634	5.33	179.40	15
	y-y	7HA20	21.99	159.45	14.80	471634	5.00	168.37	15
Appui		7HA16	14.07	113.27	12.28	331009	4.20	183.35	15

On vérifie que $A_{t^y} > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 21.99 > 5.50$

- **Schéma de ferrailage du radier :**

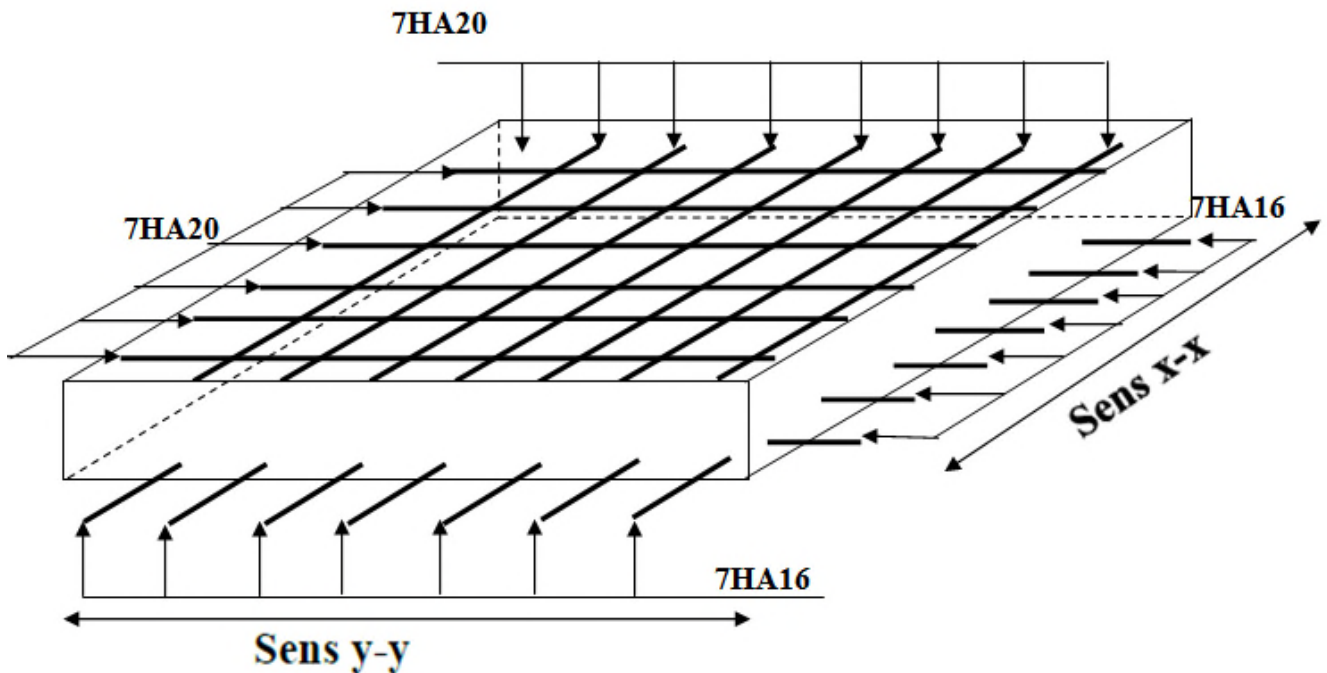


Fig. VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.

4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture) ; Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties et on ferraille la nervure la plus sollicitée on adopte le même ferrailage pour les autres nervures. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On a $\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Les charges triangulaires :

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

$$P_v = P'_m = 2/3 q_u l_x$$

avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

- **Les charges trapézoïdales :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u = 208.78 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis :** $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$ avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

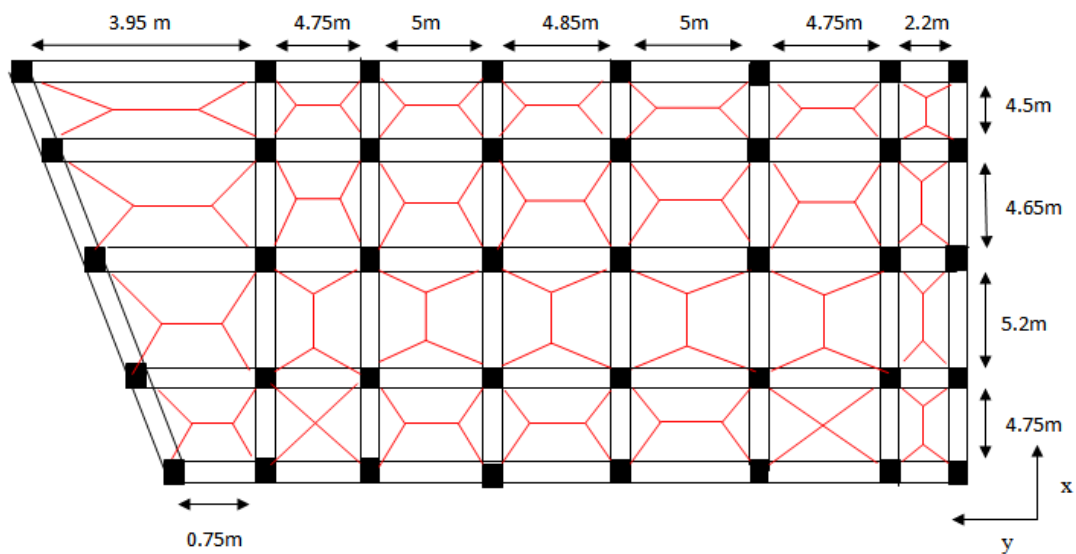


Figure IV.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.

➤ Sens x-x

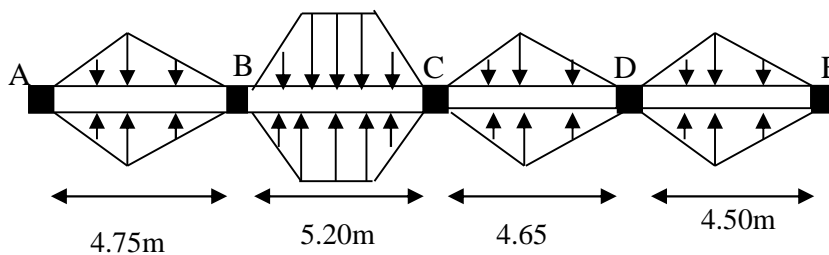


Figure VI.5 : Chargement de la nervure intermédiaire

• Schéma statique équivalent :

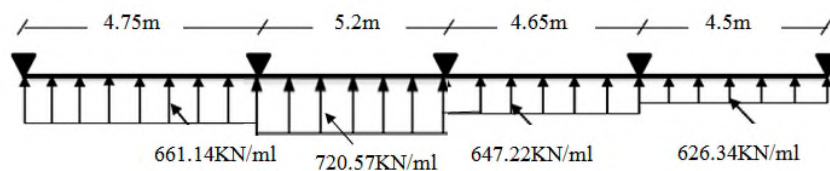


Schéma statique équivalent au chargement de la nervure intermédiaire dans le Sens x-x.

➤ Sens y-y

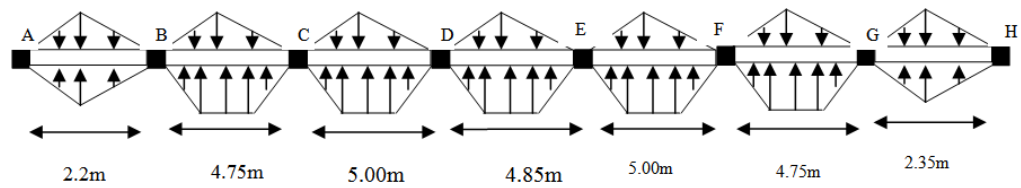


Figure .VI.6 . Chargement de la nervure intermédiaire.

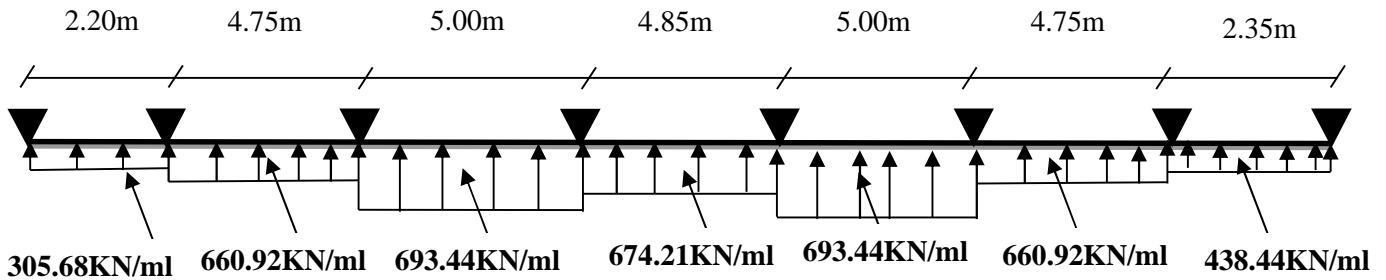


Schéma statique équivalent au chargement de la nervure intermédiaire dans le Sens y-y.

• Sens longitudinal x-x

Tableau.VI. 4.Sollicitations de la nervure sens x.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	4.75	4.75	661.14	-279.69	-1620.52	1.859	1142.383
B-C	5.20	4.16	720.57	-1620.52	-1271.92	2.693	992.425
C-D	4.65	3.72	647.22	-1271.92	-1293.73	2.318	466.505
D-E	4.50	4.50	626.34	-1293.73	-237.81	2.709	1004.537

• Sens transversal y-y

Tableau.VI. 5. Sollicitations de la nervure sens y.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	2.20	2.20	305.68	-27.74	-774.91	0.052	0.418
B-C	4.75	3.80	660.92	-774.91	-1216.38	2.234	874.885
C-D	5.00	4.00	693.44	-1216.38	-1250.54	2.49	933.57
D-E	4.85	3.88	674.21	-1250.54	-1250.54	2.425	731.843
E-F	5.00	4.00	693.44	-1250.54	-1216.38	2.51	933.57
F-G	4.75	3.80	660.92	-1216.38	-845.87	2.493	837.477
G-H	3.15	3.15	438.44	-845.87	-81.57	2.187	203.1

b) Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.95\text{m}$$

$$h_0 = 0.5\text{m}$$

$$b_0 = 0.5\text{m}$$

$$d = 0.92\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.8}{10}; \frac{5.6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.58; 2.8)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.55\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.60\text{m}$$

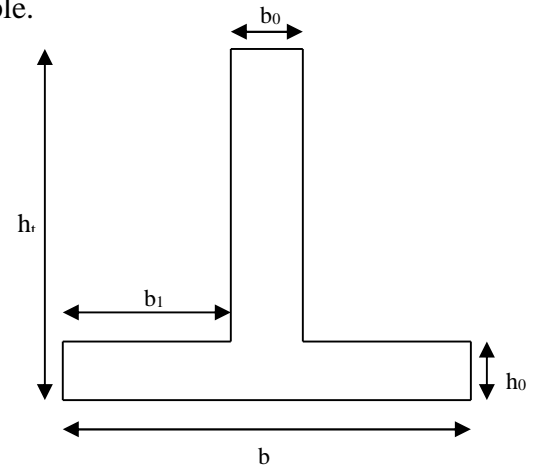


Fig.VI. 7 Section à ferrailer

Tableau.VI. 6. Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} RPA (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	1142.38	36.70	23.75	190	5HA25+5HA20=40.25
	Appui	-1620.52	60.10	23.75	190	5HA32+5HA25=64.75
y-y	Travée	933.57	29.90	23.75	190	10HA20=31.42
	Appui	-1250.54	44.20	23.75	190	10HA25=49.09

c) Vérification à l'ELU

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Sens x-x	1940.52	2.42	2.5	vérifiée
Sens y-y	1740.43	2.17	2.5	vérifiée

d) Vérification à l'ELS

Tableau.VI. 8. Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	833.98	0.28	0.04	5.86	15	197.43	201.63
	appui	-1183.06	0.31	0.05	6.78	15	197.59	201.63
y-y	Travée	681.57	0.27	0.03	5.32	15	190.03	201.63
	appui	-912.95	0.29	0.04	5.89	15	187.82	201.63

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ donc c'est vérifiée.

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(28; 50; 20)$$

$\phi_t \leq 20mm$. Soit $\phi_t = 10mm$.

Espacement des aciers transversaux :

Soit $5HA10=3.93 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle).

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(82.8; 40) \Rightarrow S_t = 40cm \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.5} = 78.6cm \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.5(2.42 - 0.3 \times 2.1)} = 14.05cm \dots \dots \dots (3)$$

Soit : $S_t=10cm$

e) Schéma de ferrailage

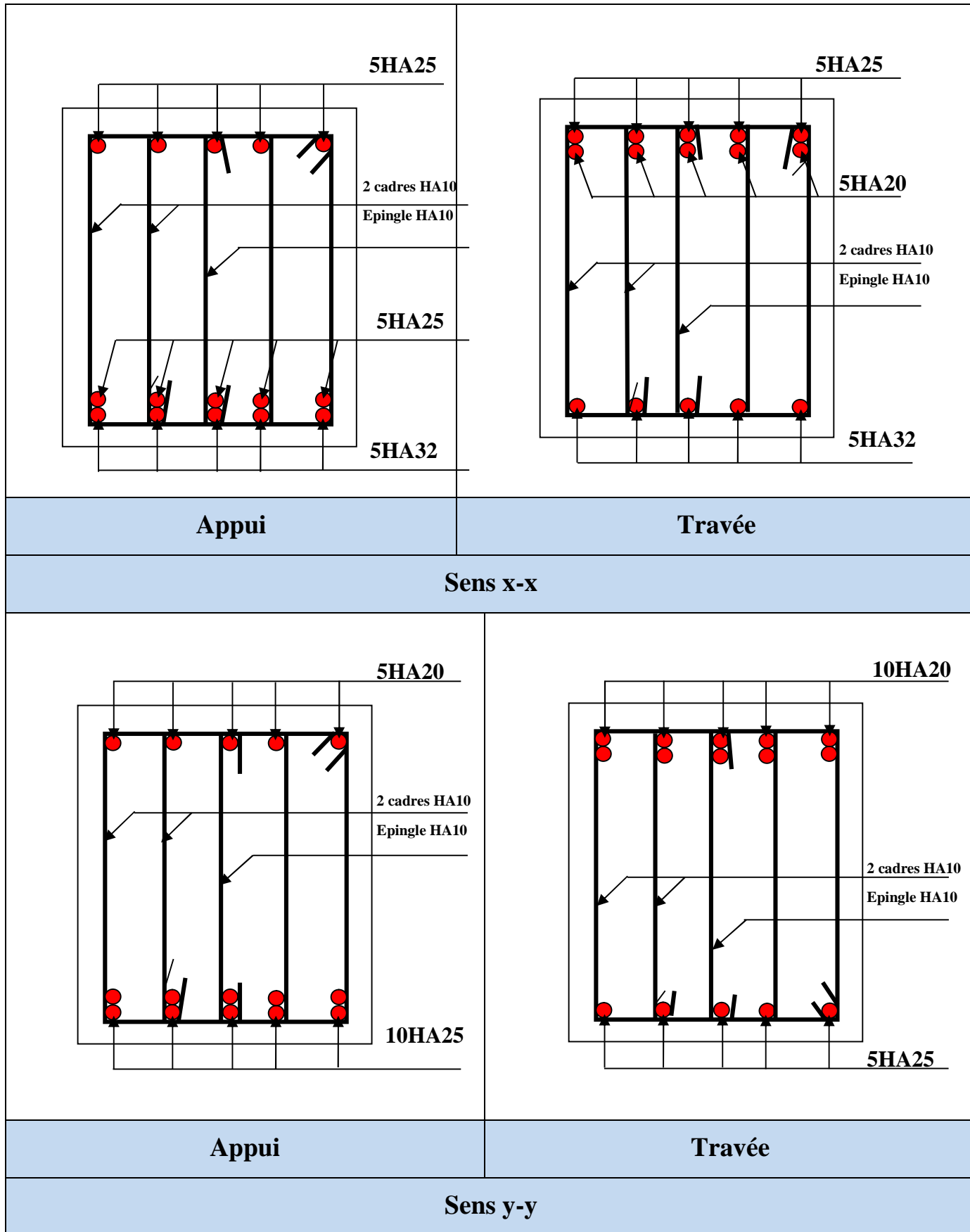


Fig.VI. 8 Schéma de ferrailage de la nervure

VI.4 Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux, il doit satisfaire les exigences du **RPA99 /version 2003(article 10.1.2)** suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas Réduire sa rigidité d'une manière importante.

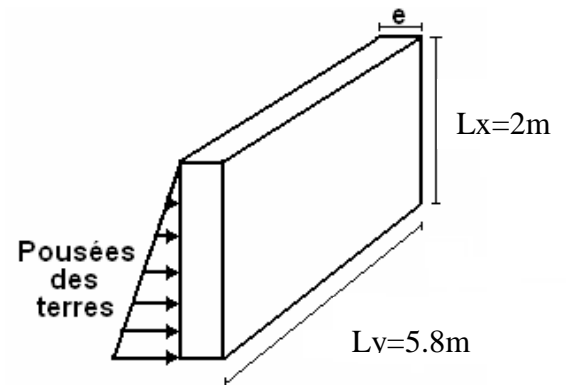


Figure VI.9: Voile périphérique.

a). Dimensionnement :

- La hauteur $h=2\text{m}$.
- La longueur $L=5.8\text{m}$.
- $e \geq 15\text{cm}$; On prend $e=20\text{cm}$

b). Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\phi = 38^\circ$

La cohésion : $C = 0.78$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 21\text{KN} / \text{m}^3$

c). Évaluation des charges et surcharges :

- **La poussée des terres :**

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 21 \times 2 \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38}{2} \right) \right) - 2 \times 0.78 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38}{2} \right)$$

$$G = 28.61 \text{ KN} / \text{m}$$

- **Surcharges accidentelle :** $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.34 \text{ KN} / \text{m}$$

e). Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\min} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 4.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 42.13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 32.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 32.48 \text{ KN/m} \\ q_s = 23.79 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.34 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- À l'ELU

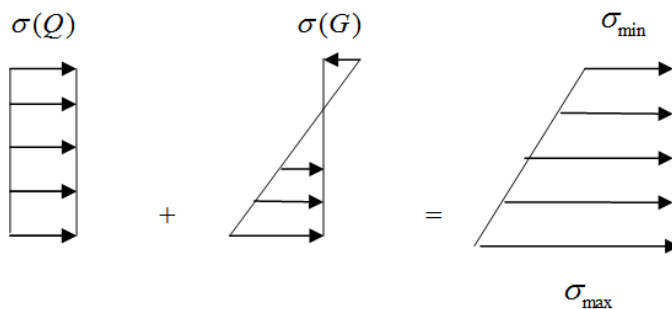


Fig. VI.10. Répartition des contraintes sur le voile.

$$l_x = 2.00 \text{ m}$$

$$G = 28.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$$q_u = 32.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{32.48 \times 2^2}{2} = 64.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 64.96 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.14 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.19$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.166 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{64.96 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 11.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 11.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit: $A_s = 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{A_s}{3} \right) = \frac{12.32}{3} = 4.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	13.80	0.14	0.19	0.166	11.22	1.6	12.32	8HA14
	y-y	13.80	0.09	0.12	0.137	4.11	1.6	4.52	4HA12
Appui		6.49	0.007	0.0097	0.108	1.72	1.6	3.14	4HA10

- **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sens } y : S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

f). Vérifications :

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.34 < 0.4$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.34) \times 100 \times 20 = 2.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ Mpa, (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{32.48 \times 2.00}{2} = 32.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

- **Contraintes dans le béton :**

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau VI.10: contraintes dans le béton

Le sens	$M_{ser} (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{adm} (MPa)$	remarque
Selon x-x	10.11	3.55	0.0001012	1.49	15	Vérifiée
Selon y-y	10.11	3.55	0.0001012	1.35	15	Vérifiée
appui	4.76	2.91	6807	1.05	15	Vérifiée

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 84.68 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

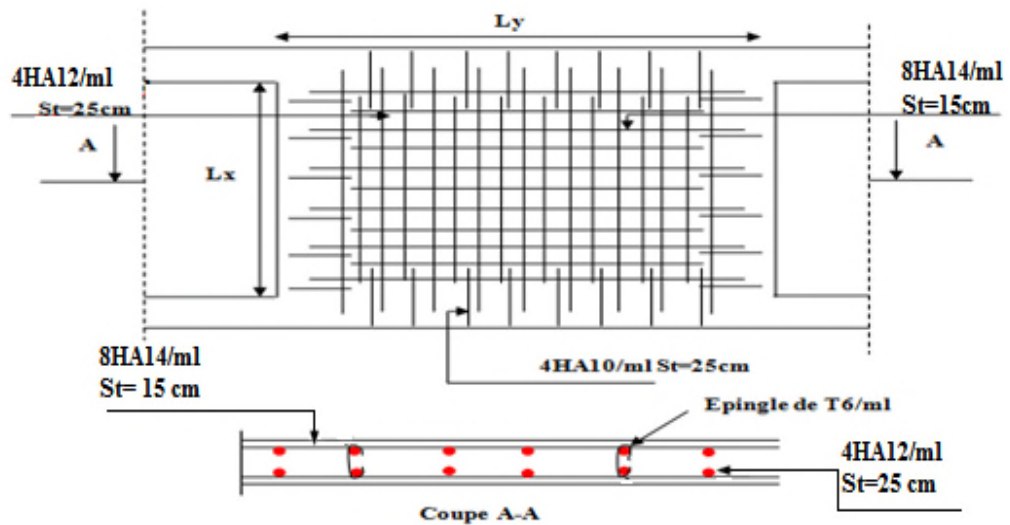


Fig. VI.11. Schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.5 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion

Conclusion générale

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- ✓ On constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux et les poutres. Le choix de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) à une influence majeure sur le choix des sections des éléments (poteaux ; poutres,...) à adopter. En effet en choisissant une résistance à la compression importante ; la quantité d'armatures nécessaire pour ferrailer un élément peut se retrouver diminuée.
- ✓ Les sections des éléments structuraux prédimensionnements au Chapitre II (Prédimensionnements des éléments) ont été revues à la hausse au Chapitre IV (Etude dynamique) afin de vérifier les exigences du RPA 99/2003 concernant le choix du système de contreventement.
- ✓ Le critère de coup de feu a été le prédominant pour le choix des épaisseurs des dalles pleines.
- ✓ Le poteau le plus sollicité est voisin de la cage d'escalier. Il a été vérifié au flambement et à la compression.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et de l'emplacement de la cage d'escalier et de l'assesseur qui a provoqué une torsion.
- ✓ L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

- ✓ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Pour l'infrastructure, les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Bibliographie

Bibliographie

[1]. DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ;
C.G.S ; Alger

[2]. Jean-Pierre Mougin, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés.
(deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris

[3]. DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
(C.B.A93).

[4]. DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU;
1989

[5] M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 14
- ✓ SOCOTEC
- ✓ Autocade 2009.

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

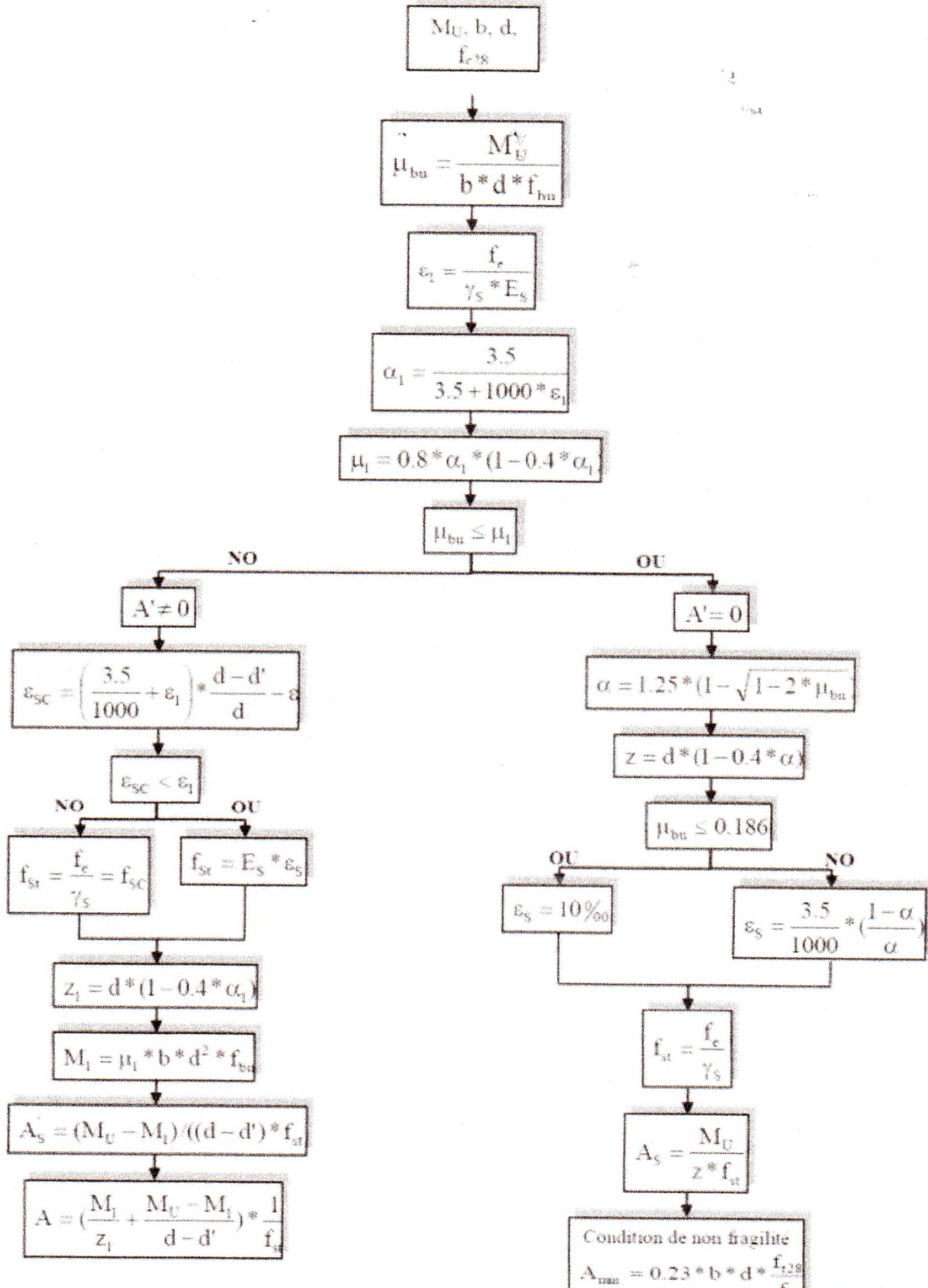
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 5

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe5: Rapport de sol

VII-Conclusion :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir un bâtiment en R+10 usages habitations et commerces à au lieu dite IGHIL EL-BERDJ wilaya de Bejaia.

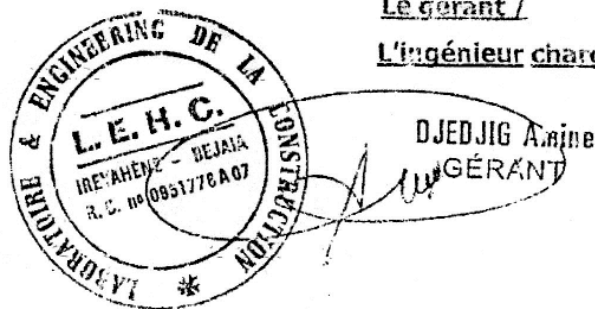
D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. les sondages pénétrométriques nous ont permet de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes à enregistré des résistances de pointes moyenne en surface.
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 1.50 m de profondeur par rapport au côté du terrain normal (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.75$ bars.
3. Le site ne présent aucune signe de glissement.
4. Nous constatons que la nature de ce terrain est constitué essentielles par des argiles marron et schistes grisâtre.
5. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
6. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique.
7. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations.
8. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérien RPA 99/ver 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **Ia**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

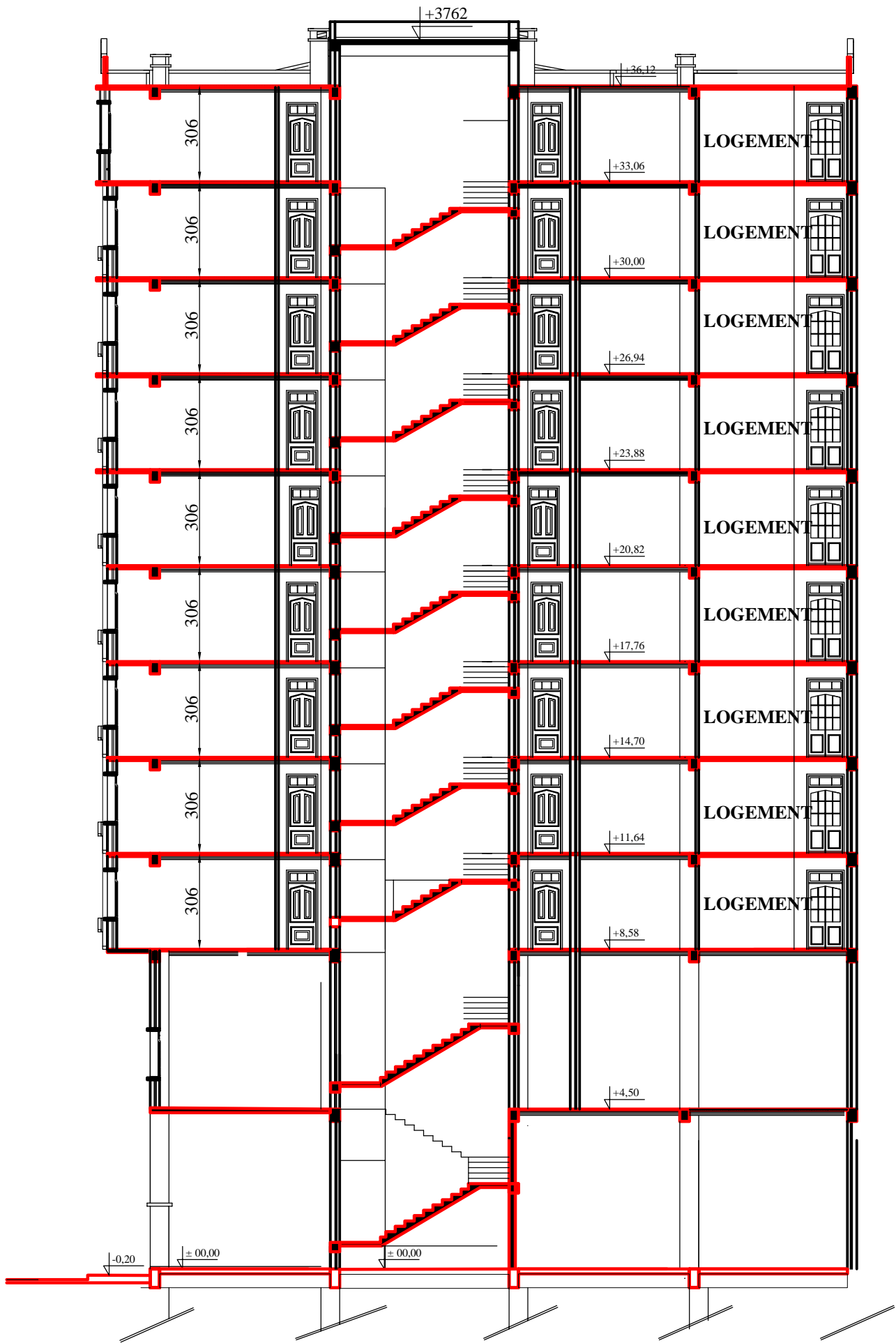
Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

Le gérant /

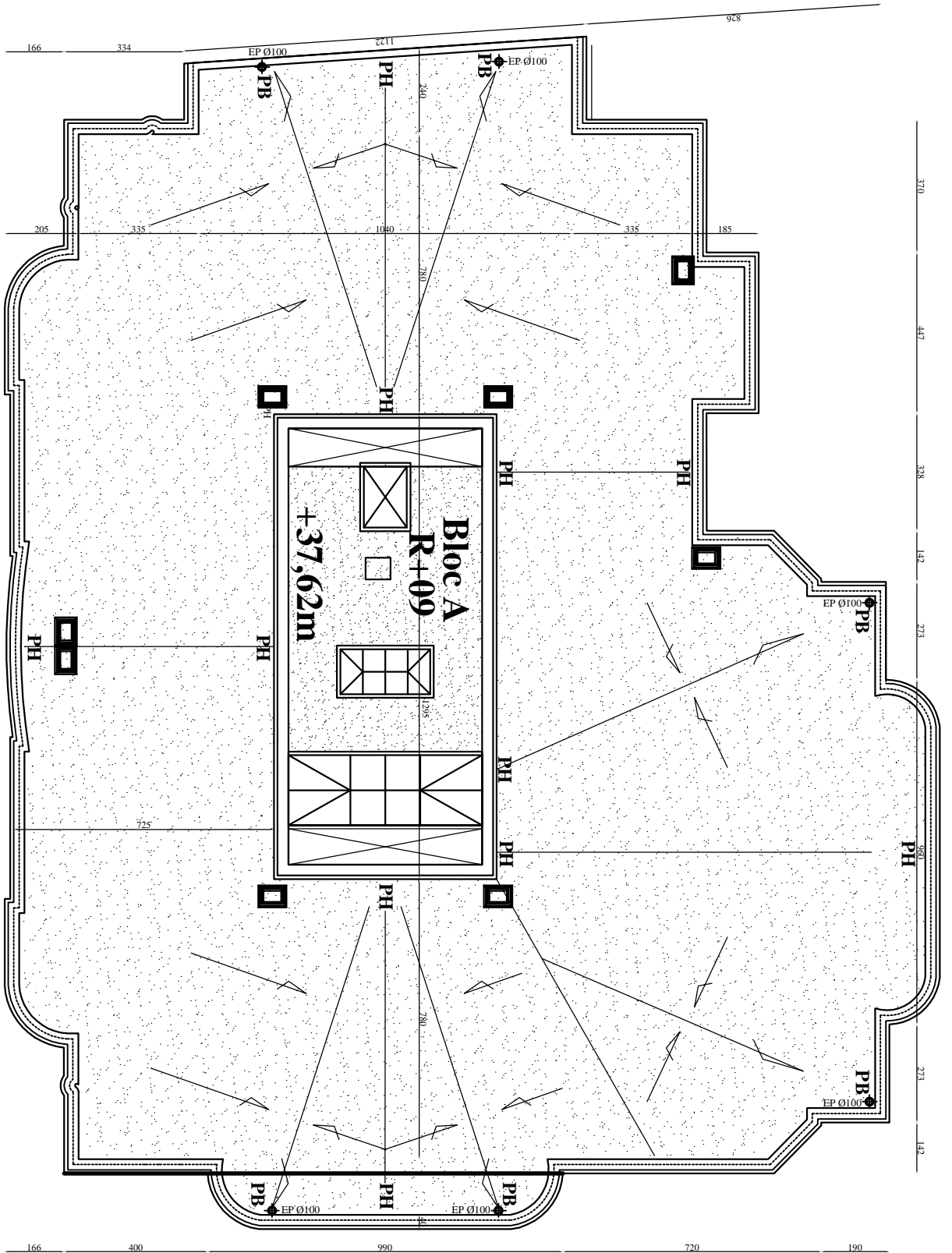
L'ingénieur chargé de l'étude



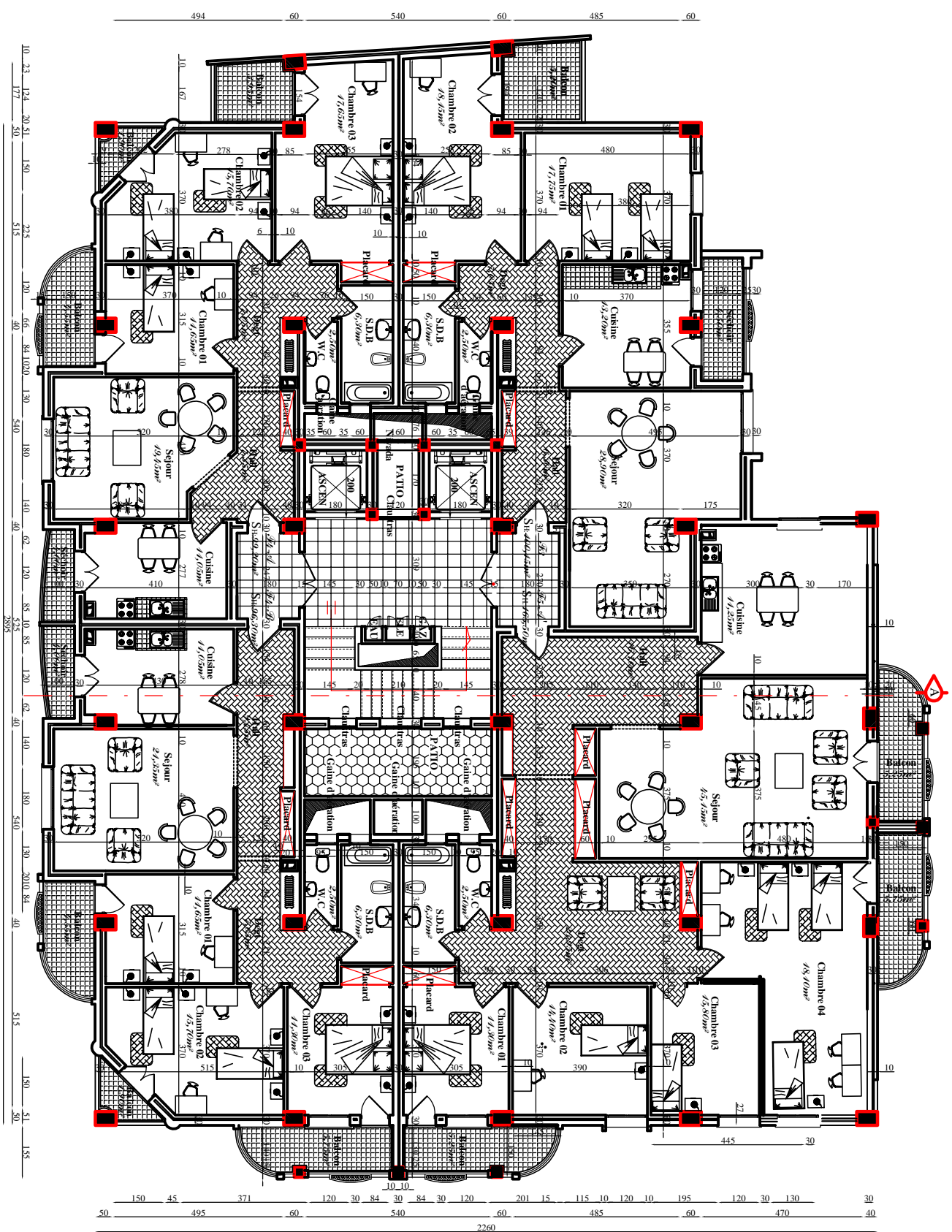
Les Plans Architecturaux



COUPE AA (BLOC A)

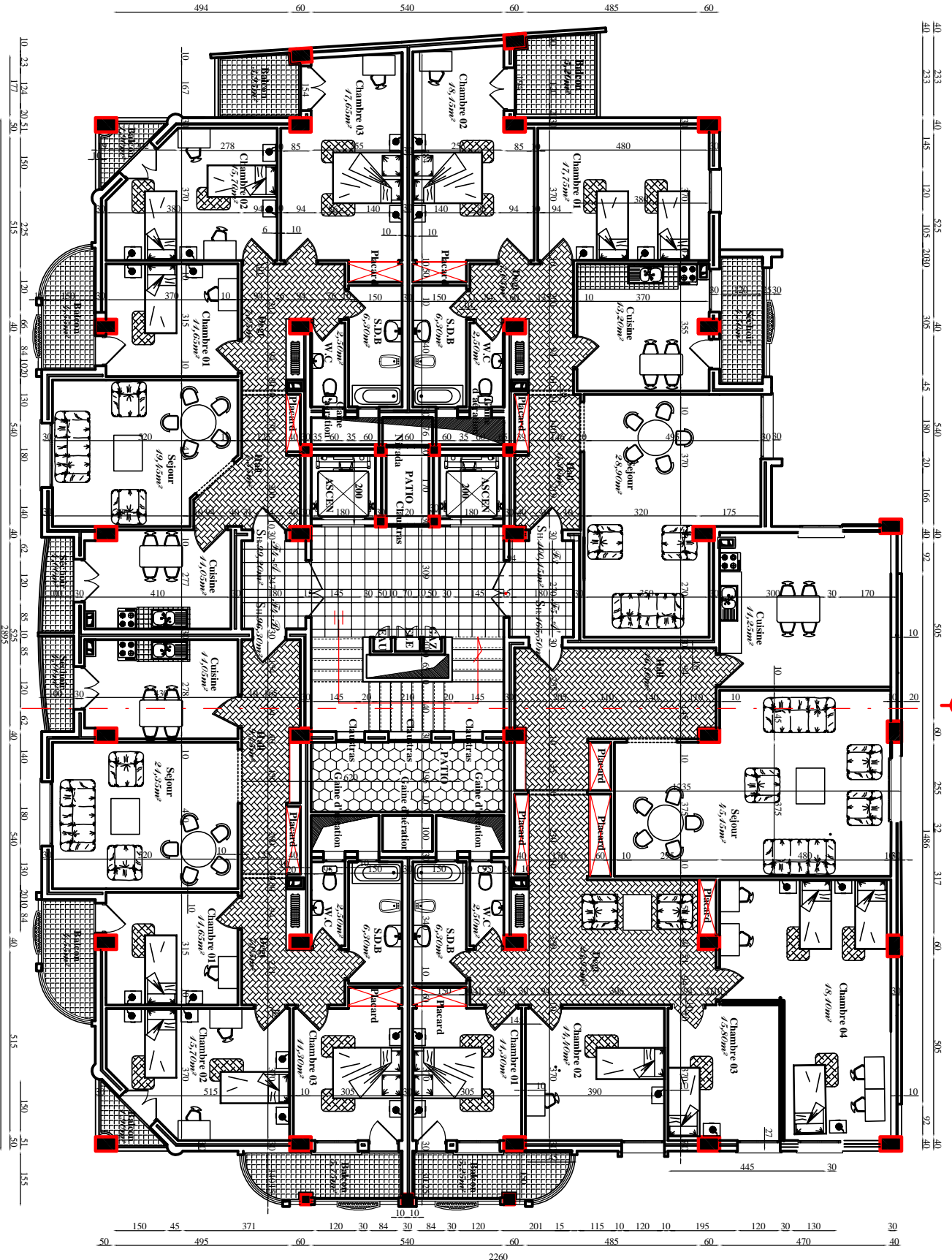


PLAN DE TOITURE
ECH: 1/50



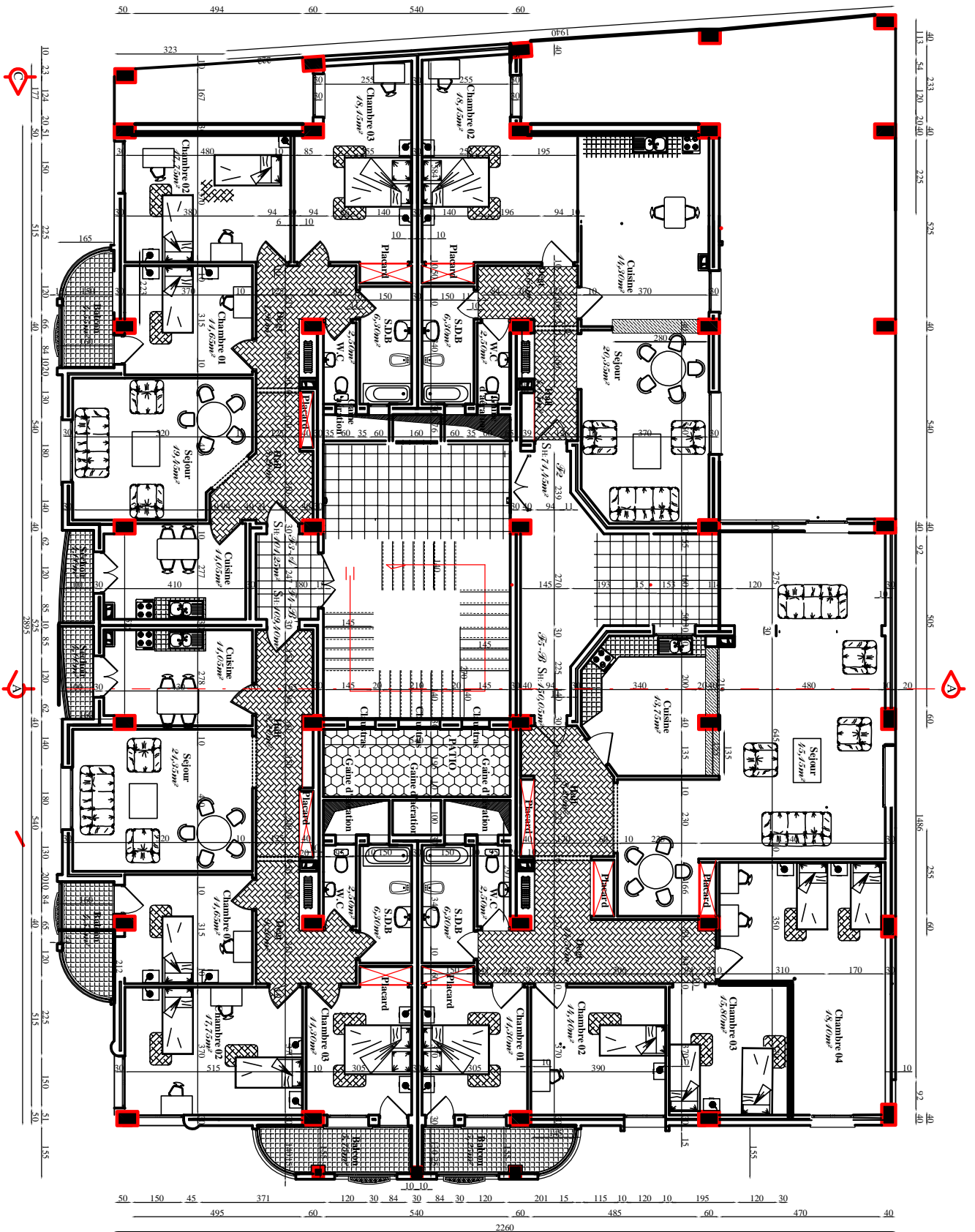
PLAN ETAGE 8 A 10
 ECH: 1/50

A



PLAN ETAGE 3 A 7

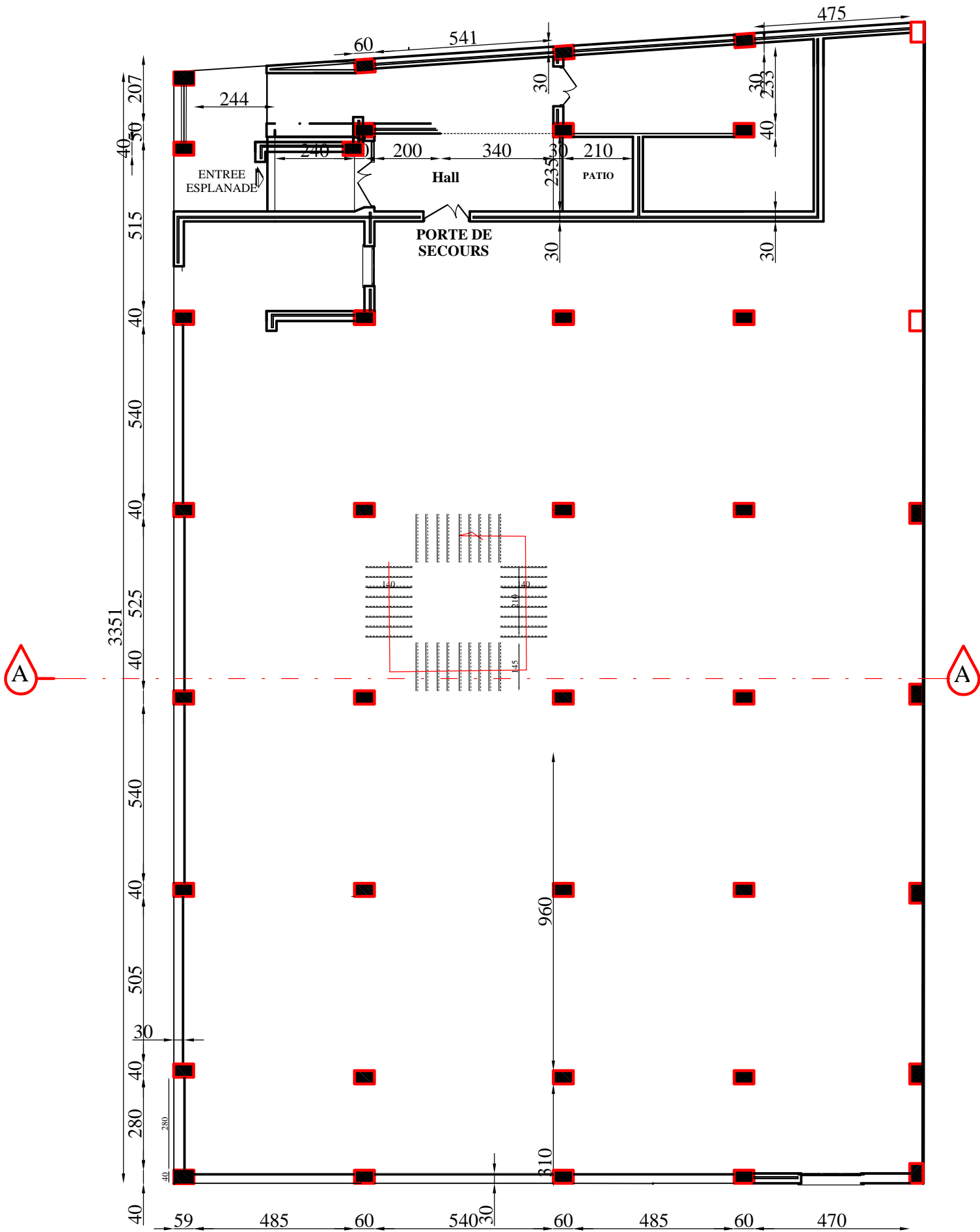
ECH: 1/50



PLAN ETAGE 02
 ECH: 1/50

218.5

2260



- PLAN DU REZ DE CHAUSSEE (Niv 01: COMMERCE)

