



Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche
scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila Faculté de
technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURES

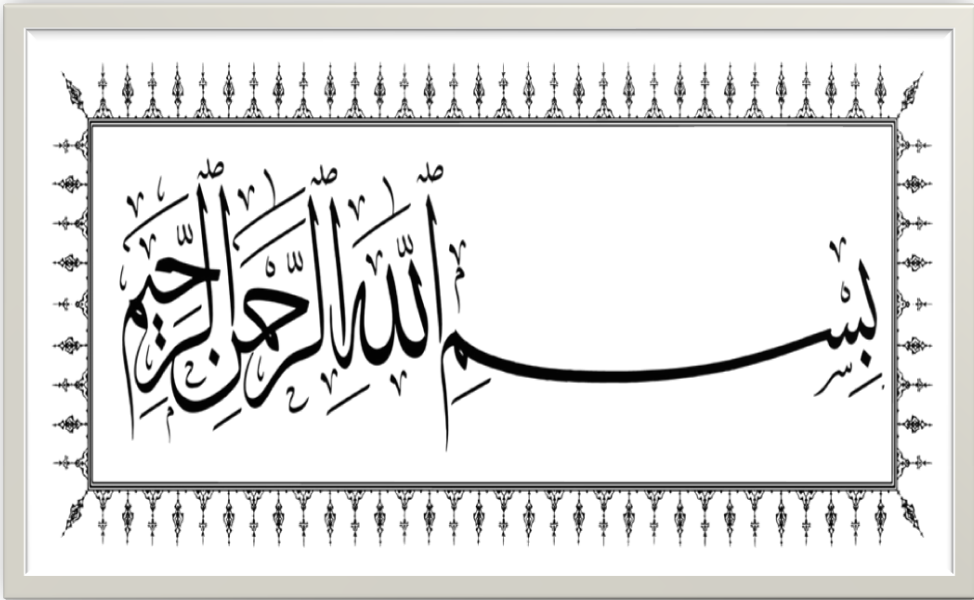
THEME

**Dimensionnement d'une structure en béton
Armé implantée dans une zone de
moyenne sismicité**

Dirigé par :
Mr. BENYAHIA Abdeslam. MAA

Présenté par :
Zahir Imane
Boubaaya Meryem

Promotion : 2024/2025



Remerciements

Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force ET la patience pour mener à terme Ce travail.

Au terme de Ce modeste travail, nous tenons à exprimer Notre profonde gratitude ET nos vifs remerciements :

A nos familles qui nous ont toujours encouragés ET soutenus Durant toutes nos études.

Mr: BEN YAHIA.A Notre promoteur, pour avoir accepté de nous encadrer.

A tout l'équipe pédagogique de la faculté des sciences ET de la technologie

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger Notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de Ce mémoire.

ZAHIR&BOUBAAYA

Dédicace

Je dédie Ce travail à :

❖ Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé ET soutenu dans mes études jusqu'à atteindre

Ce stade de formation.

❖ Mes frères ET mes sœurs. Toute ma famille ZAHIR.

❖ ET à tous ceux qui sont proches de Mon cœur.

ZAHIR IMANE

Dédicace

Je dédie Ce travail à :

- ❖ Mes chers parents ; qui m'ont toujours
encouragé
- ❖ ET soutenu dans mes études Jusqu'à atteindre
Ce stade de formation.
- ❖ Toute ma famille BOUBAAYA
ET à tous ceux qui sont proches de Mon cœur.

BOUBAAYA MERYEM

■ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: : Section d'acier maximale et minimale.

A : Section d'un cours d'armatures transversales.

A ver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales

A c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton

B r : Section réduite du béton d'un poteau.

B t : Section de la partie tendue.

L t : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M ser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N ser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

■ Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c,c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

■ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

■ Minuscules grecques :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

■ Autre notation :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.4 Caractéristiques des matériaux	2
I.5 Hypothèses de calcul	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction	9
II.2 Prédimensionnement des éléments	9
II.3 Conclusion	18

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction	19
III.2 Différents types de planchers	19
III.33 Les planchers à corps creux	19
III.4 Étude du balcon	42
III.5 Étude de l'acrotère	47
III.6 Étude des escaliers	52
III.7 Étude de l'ascenseur	64

Chapitre IV : Étude sismique de la structure

IV.1 Introduction	74
-------------------------	----

IV.2 Objectif de l'étude dynamique.....	74
IV.3 choix de la méthode de calcul.....	74
IV.4 Modélisation de la structure étudiée.....	75
IV.5 Conditions d'application.....	75
IV.6 Méthodes dynamiques.....	75
IV.7 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse model spectral.....	76
IV.8 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse dynamique.....	76
IV.9 Méthode applique.....	76
IV.10 La modélisation de la structure.....	76
IV.11 Résultats trouvées par logiciel Robot 2019.....	82
IV.12 Calcul des déplacements.....	82
IV.13 Vérification spécifiques.....	83
IV.14 Conclusion	91

Chapitre V : Étude des éléments principaux

V.1 Introduction	91
V.2 Ferrailage des portiques.....	91
V.3 Ferrailage des poteaux.....	99
V.4 Étude des voiles	107
V.5 Conclusion	116

Chapitre VI : Étude d'infrastructure

VI.1 Introduction	117
VI.22 Paramètre pris en compte dans le choix des fondations.....	117

VI.3 Classification des fondations.....	117
VI.4 Etude de libage.....	123
VI.5 Etude de longrine.....	125
VI.6 Etude du voile périphérique.....	125
VI.7 Conclusion	130

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Caractéristiques Géométrique de l'ouvrage 1

Tableau I-2 : Composition moyenne du béton3

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Prédimensionnement pour les différents types de poutre.....10

Tableau II-2 : plancher terrasse inaccessible en corps creux12

Tableau II-3 : Plancher de l'étage courant en corps creux 13

Tableau II-4 : Résultats du pré dimensionnement du poteau17

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles20

Tableau III-2 : Évaluation des charges reprises par les poutrelles 21

Tableau III-3 : Vérification des conditions de la méthode forfaitaire 23

Tableau III-4 : Récapitulatif des sollicitations de terrasse à l'ELU/ELS 31

Tableau III-5 : Récapitulatif des sollicitations de l'étage 4-5 à l'ELU/ELS 31

Tableau III-6 : Récapitulatif des sollicitations de l'étage 2-3 à l'ELU/ELS 32

Tableau III-7 : Récapitulatif des sollicitations du RDC & 1er étage à l'ELU/ELS 33

Tableau III-1 :descente des charges du balcon..... 43

Tableau III-2 : récapitulatif de ferrailage des balcons Coupe 1.1 48

Tableau III-3 : tableau récapitulatif des charges appliquées..... 55

Tableau III-4 : tableau récapitulatif des charges appliquées sur le palier 156

Tableau III-5 : tableau récapitulatif de ferrailage des escaliers160

Tableau III-6 : les moments isotonique des rectangle.....70

Tableau III-7 : les armatures calculées en travée et en appuis72

Chapitre IV : Étude sismique

Tableau IV-1 : Haleur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V..... 77

Tableau IV-2 : valeur de la pénalité (pq)..... 79

Tableau IV-3 : valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1.....80

Tableau IV-4 : déplacement latéraux inters étages.....82

Tableau IV-5 : Tableau des résultats de vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....83

Tableau IV-6 : justification vis à vis de l'effet sens transversale.....85

Tableau IV-7 : justification vis à vis de l'effet sens longitudinale.....86

Tableau IV-8 : le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens X.X.....86

Tableau IV-9 : le moment de renversement provoqué par effort sismique sens Y.Y.....86

Chapitre V : Étude des éléments principaux

Tableau V. 1 : Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.93

Tableau V. 2: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.98

Tableau V. 3: Tableaux des sollicitations pour les différents poteaux.102

Chapitre VI : Étude d'infrastructure

Tableau VI-1: Résultat du calcul pré dimensionnement de la semelle122

Tableau VI.2 : Résultat du calcul de la semelle.....121

Tableau VI.3 : Pré dimensionnements et le ferrailage des semelles.123

Tableau VI.4: Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.128

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Figure I-1** : Diagramme parabole rectangle 4
- Figure I-2** : Diagramme rectangulaire simplifié 5
- Figure I-3** : Diagramme contrainte déformation7
- Figure I-4** : Diagramme Déformation limite pour une section en béton armé 8

Chapitre II : Pré-dimensionnement

- Figure II-1** : dimension d'une poutre..... 10
- Figure II-2** : dimension d'une poutrelle..... 11
- Figure II-3** : dimensions de plancher à corps creux..... 12
- Figure II-4** : surface afférente..... 16
- Figure II-4** : coupe de voile en élévation..... 18

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

- Figure III-1** : schéma de la poutrelle..... 20
- Figure III-2** : moment aux appuis des différents cas des poutres..... 23
- Figure III-3** : moment aux appuis et en travée..... 27
- Figure III-4** : moments sur appuis et en travée..... 28
- Figure III-5** : les Efforts tranchants..... 30
- Figure III-6** : coupe de section rectangulaire et Section en T..... 34
- Figure III-7** : centre de gravité de poutrelle 39
- Figure III-8** : ferrailage des poutrelles..... 42
- Figure III-9** : descente des charges du balcon42
- Figure III-10** : section transversale du balcon..... 44

Figure III-11 : schéma d'un acrotère	47
Figure III-12 : schéma d'un escalier	52
Figure III-13 : schéma statistique.....	53
Figure III-14 : schéma statistique de voile schéma statistique de voile	53
Figure III-15 : schéma statistique de poutre brisée	60
Figure III-16 : Ascenseur moment en appui en travée.....	64
Figure III-17 : Ascenseur dimensions de l'ascenseur.....	64
Figure III-18 : schéma de poinçonnement.....	67
Figure III-19 : distances des rectangles des charges concentrées.....	68
Figure III-20 : Moments en appui et en travée.....	70
 Chapitre IV : Étude sismique	
Figure IV-1 : Modélisation 3D de la structure sous Robot	75
Figure IV-2 : translation horizontale suivant le repère X-X (mode1)	84
Figure IV-3 : translation horizontale suivant le repère Y-Y (mode 2)	84
Figure IV-4 : translation horizontale suivant le repère Z-Z (mode 2)	84
Figure IV-5 : une représentation schématique du comportement de béton.....	90
 Chapitre V : Étude des éléments principaux	
Figure V. 1 : ferrailage des poutres secondaires.....	99
Figure V. 2 :Schéma de la zone nodale.	100
Figure V.3 : ferrailage des poteaux.....	105
Figure V.4 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	110
Figure V. 5 : Zone critique à la base du voile.....	111

Figure V. 6: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.....111

Chapitre VI : Étude d'infrastructure

Figure VI-1: Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))118

Figure VI.2 : Dimension de la semelle.122

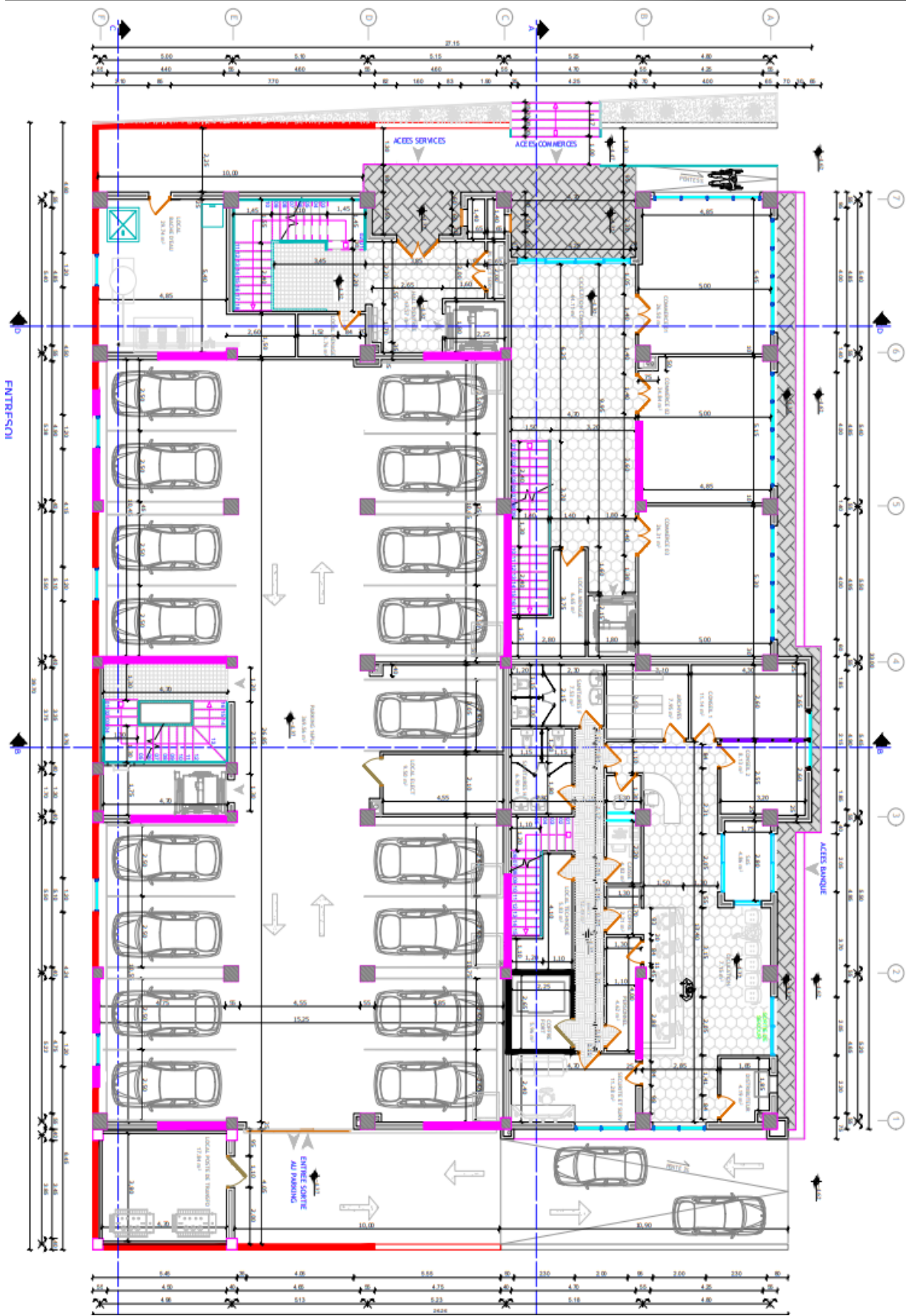
Figure VI.3: Schéma du voile périphérique sous pression des terres.....126

Introduction générale

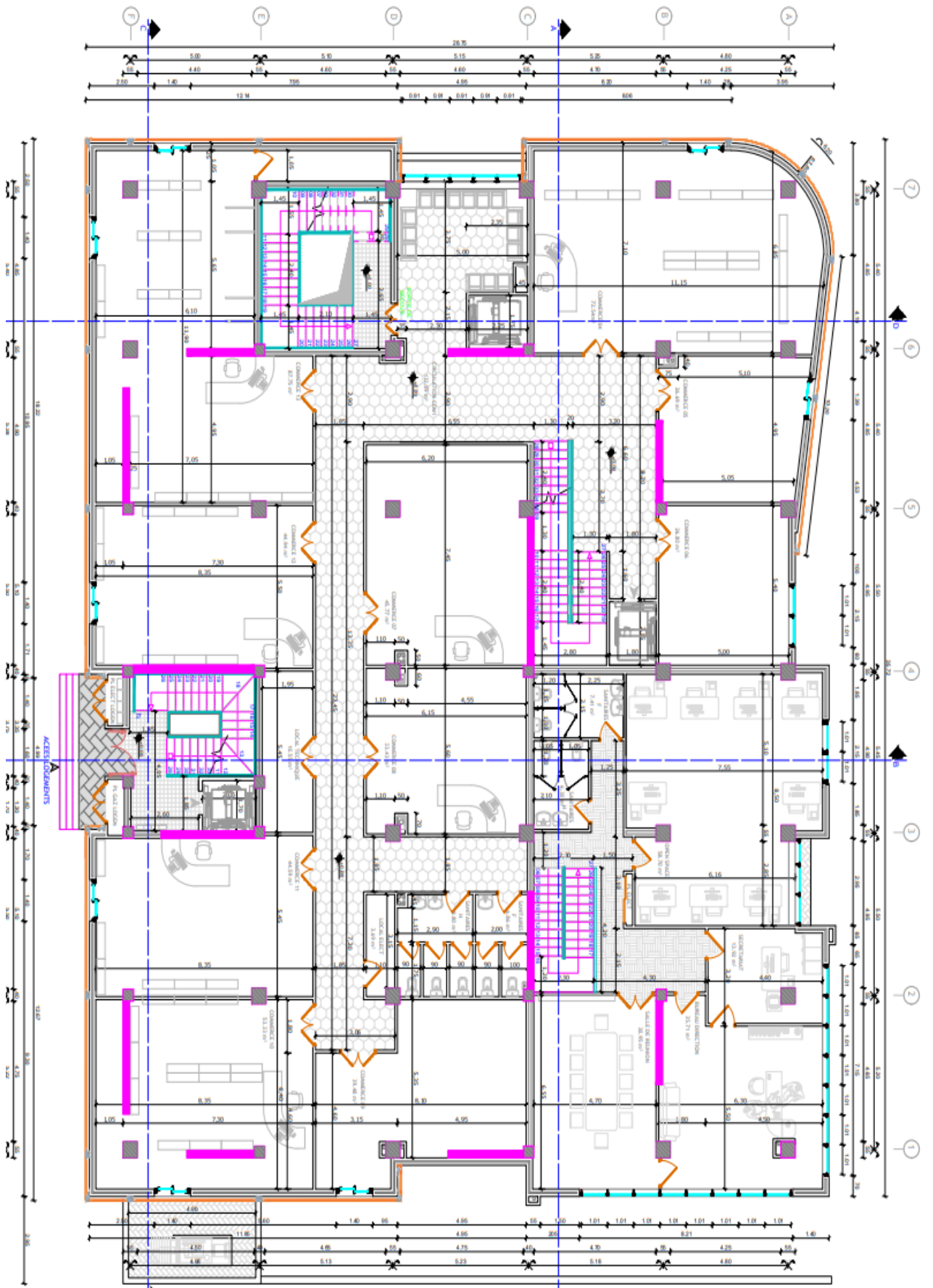
Le dimensionnement des structures en béton armé constitue l'un des aspects fondamentaux de l'ingénierie civile moderne, en particulier lorsqu'il s'agit d'ouvrages implantés dans des zones à risque sismique. En effet, l'Algérie, située dans une région méditerranéenne fortement exposée aux séismes, a connu plusieurs événements marquants qui ont mis en évidence la nécessité de concevoir des bâtiments capables de résister aux sollicitations dynamiques.

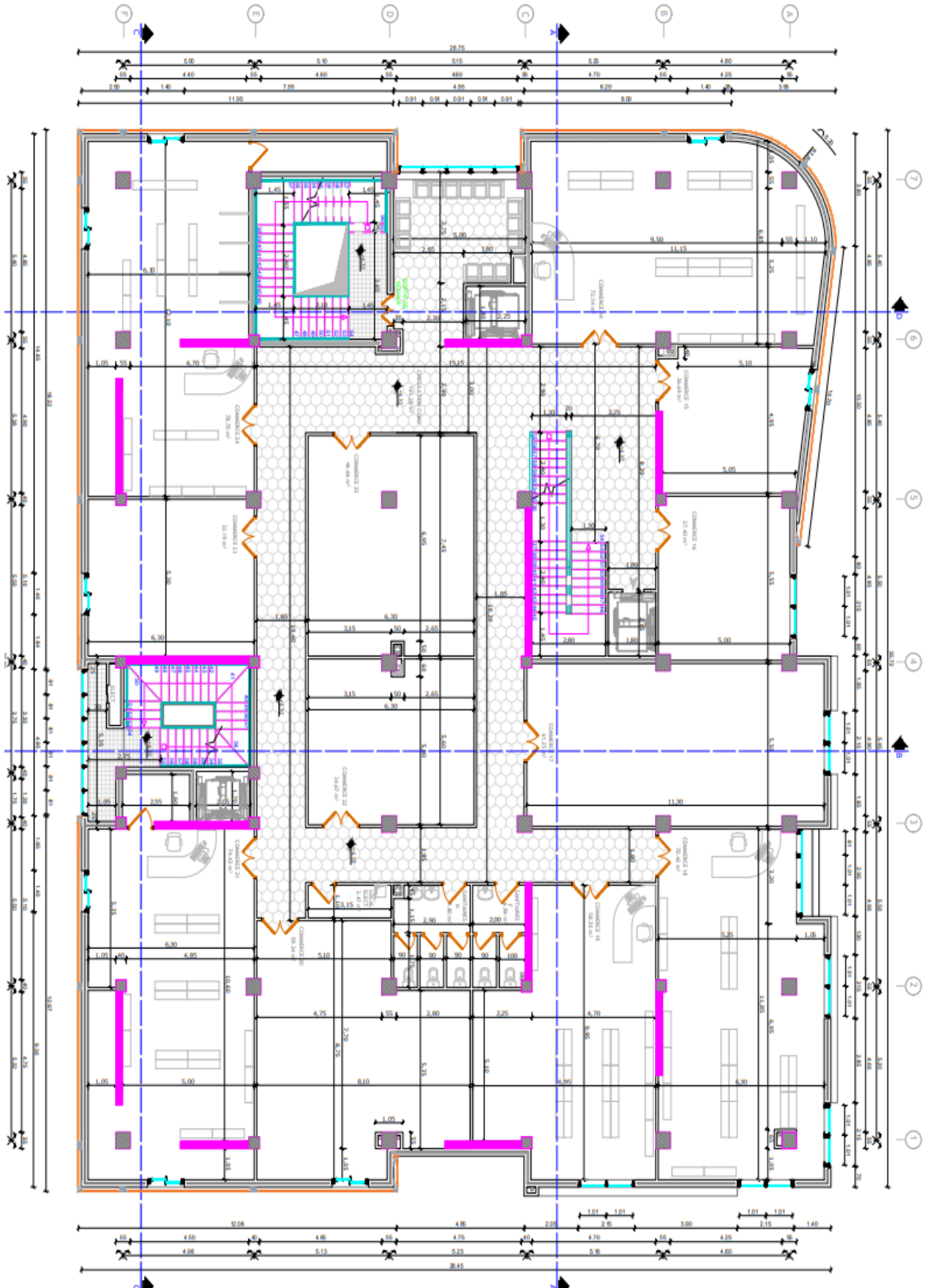
Dans ce contexte, les règlements parasismiques, tels que le Règlement Parasismique Algérien (RPA), ont été élaborés afin de fournir aux ingénieurs des prescriptions claires garantissant la sécurité, la stabilité et la durabilité des ouvrages. L'application rigoureuse de ces règles devient donc primordiale, notamment pour les bâtiments publics et multifonctionnels qui accueillent un grand nombre d'utilisateurs.

Ce mémoire s'inscrit dans cette démarche et porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment multifonctionnel de type R+5+SS implanté dans la wilaya de Médéa, classée en zone sismique III selon le RPA2024. L'objectif principal est d'analyser le comportement de la structure face aux actions sismiques et de proposer un dimensionnement optimal conciliant résistance, stabilité et efficacité économique.

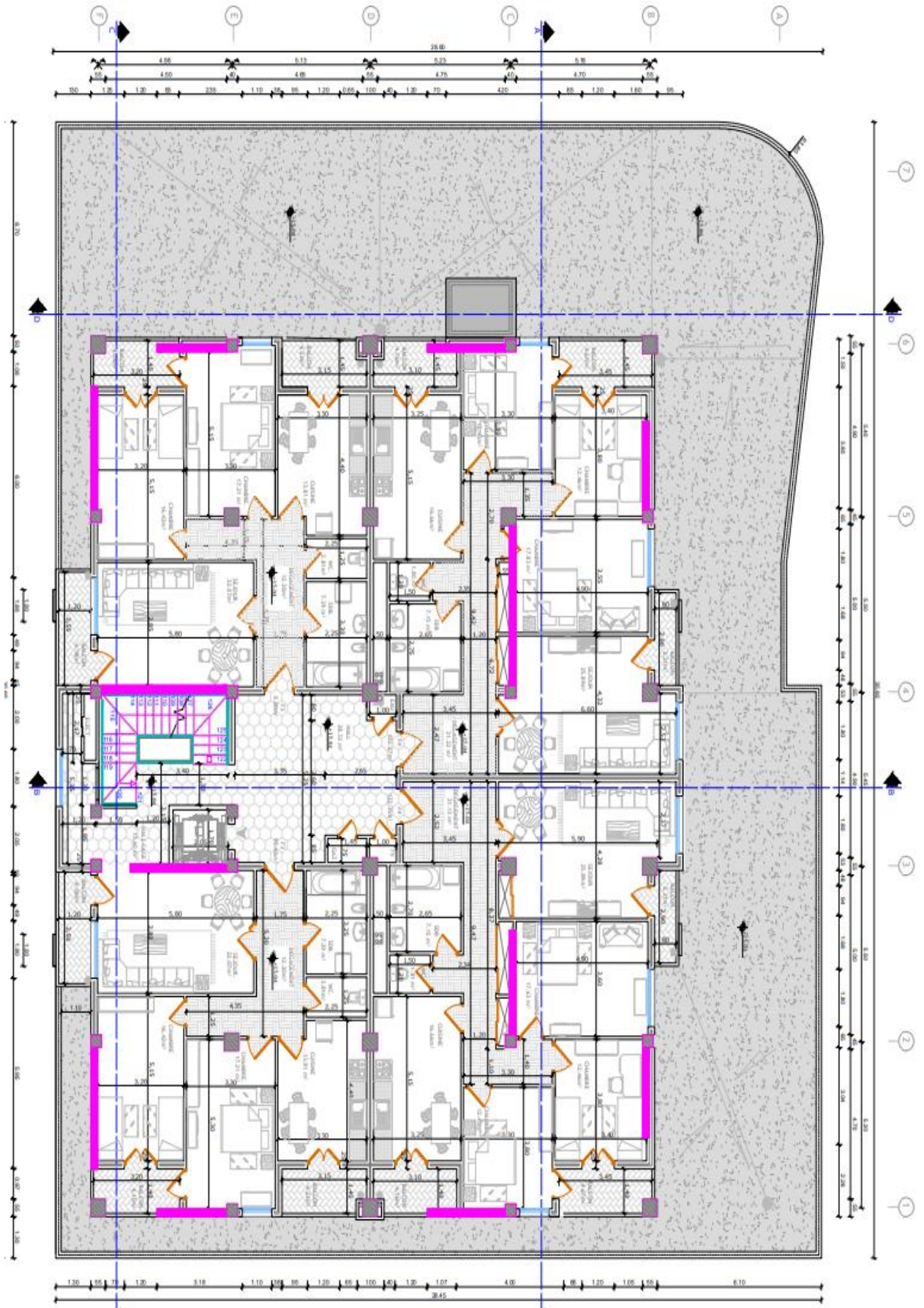


Entresol

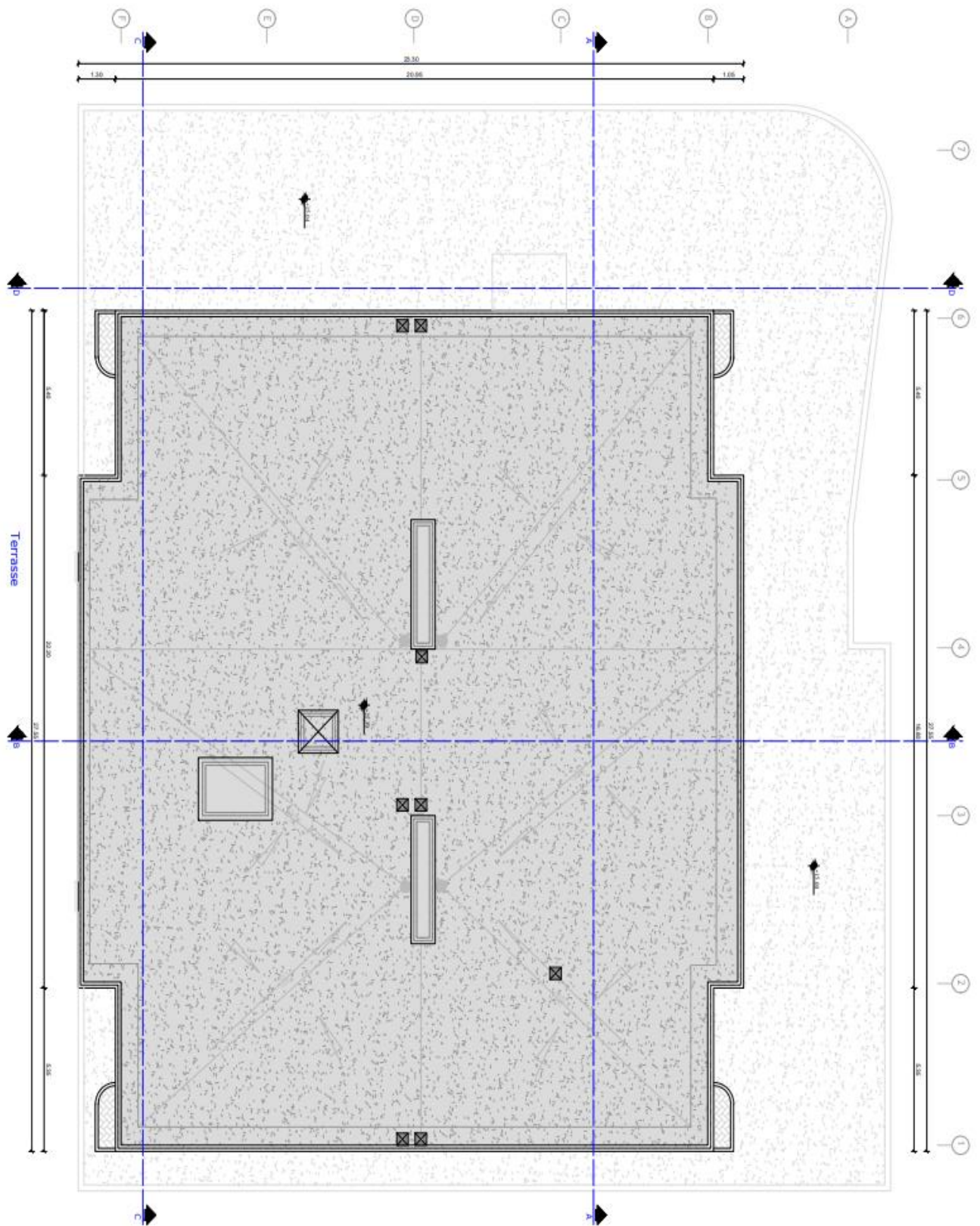




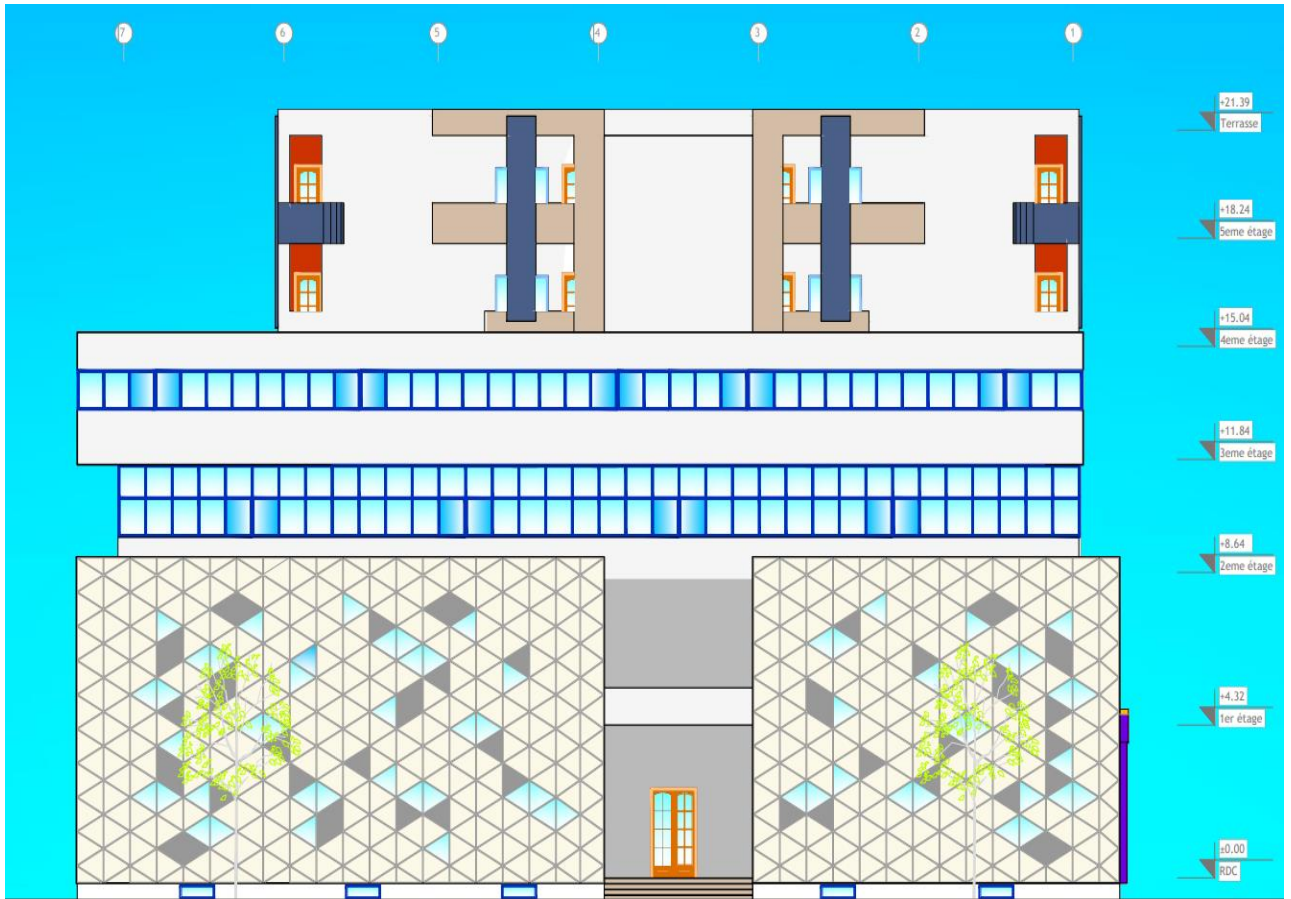
1^{er} Etage



4em Etage



Terrasse



FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



FACADE LATÉRALE GAUCHE

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

La solidité de la structure dépend de la capacité des divers éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles...) à supporter les contraintes exercées sur eux (compression, flexion...). Cette résistance est elle-même déterminée par la nature des matériaux employés ainsi que par leurs dimensions et propriétés.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'une analyse d'un bâtiment R+5 + sous-sols à usage de multiple fonction. La disposition du bâtiment présente une certaine régularité tant en plan qu'en élévation.

Selon les critères de classification des groupes d'usages du RPA :

Ce bâtiment est situé dans la wilaya de MEDIA, une ville classée en « zone III » de sismicité modérée selon les « REGLES PARA-SISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024 ». Et selon l'importance classe dans ouvrage a moyenne importance.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'architecture de l'ouvrage présente une forme générale en rectangle avec des décrochements. les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Les caractéristique géométriques	Valeur (m)
Longueur totale	21,35
Largeur totale	39,70
Hauteur totale	27,15
Hauteur d'étage courant et R D C	4,32
Hauteur de l'acrotère	0,6

Tableau I.1

Systeme porteur :

La structure repose sur une ossature en béton armé, avec deux solutions proposées pour assurer son contreventement :

- Des portiques composés de poteaux et poutres.
- Des voiles en béton armé.

Les planchers :

Deux types de planchers sont utilisés :

Des planchers en corps creux constitués de hourdis et d'une table de Compression, présents à tous les niveaux.

Des planchers en dalle pleine pour les balcons ainsi que pour la terrasse, qui n'est pas accessible.

Maçonneries : Les revêtements appliqués sont les suivants :

- Un enduit en ciment pour les façades extérieures.
- Un enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Du carrelage pour les sols et les escaliers.
- De la céramique pour les salles d'eau.

Les balcons :

Les balcons sont des éléments saillants du bâtiment et son réalisés en dalle pleine.

Les escaliers : Les escaliers seront réalisés en béton armé. Leur construction se fera étapes, en tenant compte de l'utilisation des échafaudages. Les marches seront ensuite revêtues de carrelage.

I .4.Caractiristique Des matériaux:

I .4.1. Béton : selon le C.B.A 93 (Article 2.1) :

Le béton utilisé pour cet ouvrage est un béton ordinaire, conçu pour offrir lors de la mise en œuvre une consistance adéquate, et qui, après durcissement, présente les propriétés nécessaires à sa fonction. Ses principales caractéristiques sont décrites ci-dessous : I .4.1.1 Composition moyenne du béton : **En l'absence d'une étude spécifique de formulation, la composition suivante est proposée. Elle repose sur des densités moyennes du gravier et du sable et un dosage en ciment permettant d'atteindre une résistance à la compression de 25 MPa.**

Composantes	Gravier 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume/quantité	800 l	400L	400 Kg	220L

Tableau I.2**I.4.1.2. Résistance caractéristique du béton :****En Compression : (C.B.A 93, Art. 2-1-1-1) :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Dans notre cas:

 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance caractéristique à un âge $j < 28$ jours est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

En Traction: (C.B.A 93, Art. 2-1-1-2):

La résistance à la traction à 28 jours, notée $f_{t ij}$ est approximée par :

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

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée : (C.B.A 93, Art. 2-1-1-1):

Pour des efforts de courte durée (moins de 24h), le module est calculé ainsi :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32100 \text{ MPa.}$$

Module de déformation différée : (C.B.A 93, Art. 2-1-2-2) :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

(Pour les charges appliquées pendant une longue durée > 24 h).

I.4.1.4. Retrait et fluage :

Retrait : (C.B.A 93, Art. 2-1-2-2) :

Lorsque le béton est stocké dans un environnement sec, il subit une diminution de volume et de dimensions due à l'évaporation de l'eau : c'est ce qu'on appelle le retrait.

Dans notre cas, le projet est situé dans une zone à climat humide (zone A selon la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie), ce qui donne :

$$\Delta L/L = 2 \times 10^{-4}.$$

Fluage : (ou retrait sous charge) :

Le fluage est une déformation différée provoquée par une sollicitation prolongée au-delà de 24 heures.

I.4.1.5. Coefficient de Poisson ν : (C.B.A 93, Art. 2-1-3) :

Pour le calcul des sollicitations : $\nu = 0$

Pour le calcul des déformations : $\nu = 0,2$

I.4.1.6. Diagramme contraintes-déformations du béton :

a) Diagramme parabolique-rectangle : (C.B.A 93, Art. 4-3-4-1) :

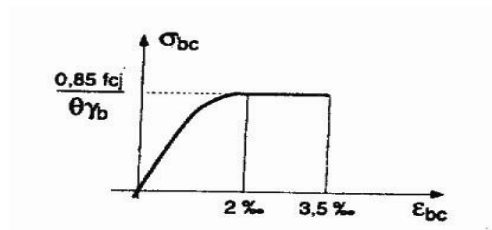


Figure I.1 : Diagramme parabolique rectangle

Notations :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

Le coefficient ϕ prend les valeurs suivantes :

1 : si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est supérieure à 24h.

0,9 : si cette durée est comprise entre 1h et 24h.

0,85 : si elle est inférieure à 1h.

Le coefficient γ_b peut prendre les valeurs :

1,5 pour les combinaisons classiques.

1,15 pour les combinaisons accidentelles.

B/ Diagramme Rectangulaire Simplifié : C.B.A 93 (Article 4-3-4-2) :

Le diagramme rectangulaire simplifié, qui sera utilisé dans nos calculs, présente les avantages suivants :

Il est facile à appliquer.

Il offre une bonne concordance, en flexion simple, avec le diagramme "parabole-rectangle"

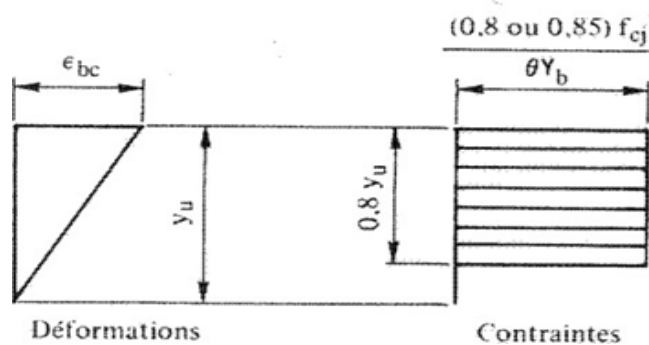


Figure I.2

y_s : distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

Sur $0,2 y_u$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est considérée comme nulle.

Sur $0,8 y_u$ la contrainte est définie comme suit :

$0,85 f_{cj} / \theta y_b$: pour les zones comprimées de largeur constante ou croissante vers les fibres les plus comprimées.

0,8 f_{cj} / $\theta \gamma b$: pour les zones comprimées de largeur décroissante vers les fibres les plus comprimées.

I.4.1.7. Les Contraintes Limites :

Selon le Code Algérien du Béton Armé (CBA93), on distingue deux types d'états limites :

État Limite Ultime (ELU).

État Limite de Service (ELS).

1.4.1.7.1 État Limite Ultime : C.B.A 93 (Article 3.3.2)

Les sollicitations à considérer sont celles issues des combinaisons d'actions les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est : $\frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma b}$

Contrainte limite de cisaillement : CBA 93 (Art. A5.1.1)

À l'état limite ultime (ELU), la contrainte de cisaillement est exprimée par la relation

Suivante :

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{\Phi d}$$

La contrainte admissible au cisaillement est déterminée comme suit :

$\tau_r = \min \{0,20 f_{cj} / \gamma b ; 5 \text{ MPa}\} \rightarrow$ pour une fissuration peu préjudiciable

$\tau_r = \min \{0,15 f_{cj} / \gamma b ; 4 \text{ MPa}\} \rightarrow$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

Dans notre cas, on obtient :

$\tau_r = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration peu préjudiciable

$\tau_r = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I.3.1.7.2. État limite de service : CBA 93 (Art. A5.4.2) :

La contrainte de compression maximale admissible du béton est limitée à : $0,6.F_{cj}$

I.4.2. Les aciers : CBA 93 (Art. A2.2)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des structures se classent en trois catégories :

Les ronds lisses de nuance Fe E215 pour les armatures transversales.

Les barres à haute adhérence de nuance Fe E400 pour les armatures longitudinales.

Les treillis soudés ($\emptyset 6$) utilisés pour les hourdis des planchers à corps creux.

I.4.2.1. Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est considéré comme étant :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

1.4.2.2. Diagramme de contrainte-déformation de calcul de l'acier :

CBA93 (Art 2.2.2)

Dans les calculs de béton armé relatif aux états limites, on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel défini dans la figure représentée au-dessus, il est valable pour tous les nuance.

I.4.2.3. Contraintes limites :

I.4.2.3.1 État limite ultime :

On utilise un diagramme contrainte-déformation : Figure 1.3

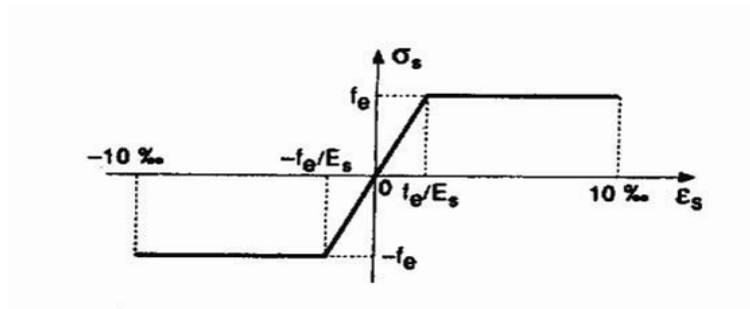


Figure I.3

I.5 HYPOTHÈSES DE CALCUL : (Réf. C.B.A 93 - Art. A.4.3.2)

État limite ultime :

Le calcul et le dimensionnement des sections en béton armé (B.A) à l'état limite ultime se fait selon les hypothèses suivantes :

Les sections droites restent planes après déformation (principe de Navier-Bernoulli)

Il n'y a aucun glissement relatif entre le béton et l'armature.

La résistance en traction du béton est négligée à cause de la fissuration.

Les déformations relatives sont limitées à :

10% pour l'acier.

2% pour le béton soumis à une compression simple.

3,5% pour le béton en flexion.

Le diagramme des déformations limites pour une section en B.A passe par l'un des trois pivots : A, B ou C.

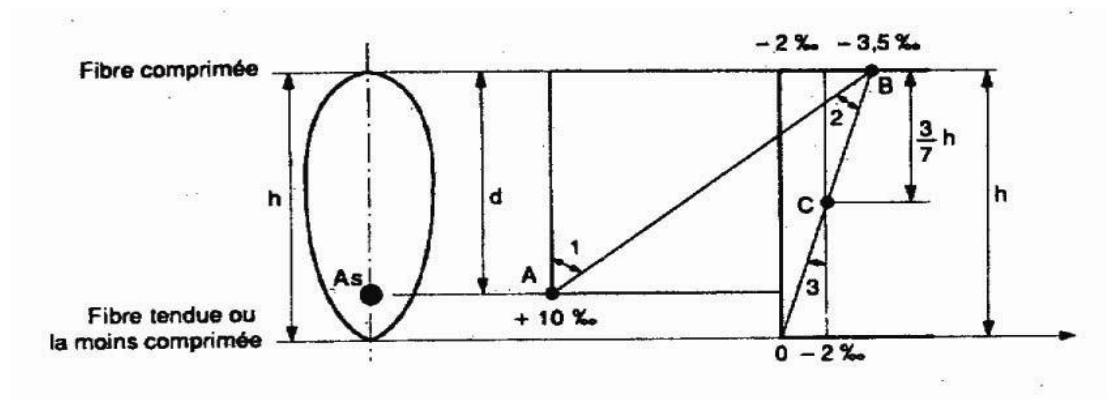


Figure I.4

État limite de service :

Les sections planes sont supposées rester planes après déformation.

La résistance du béton en traction est considérée comme nulle.

Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Les contraintes de compression dans le béton et celles de traction dans l'acier sont supposées proportionnelles aux déformations élastiques, selon la loi de Hooke :

Par convention, le rapport d'équivalence entre les modules d'élasticité de l'acier et du béton est donné par :

Le retrait et le fluage sont négligés dans cette analyse.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement

Pré-dimensionnement

II.1.Introduction

Le prédimensionnement est une étape régie par des lois empiriques a la but de pré-calculer des sections des différents éléments résistants de la structure(Les poutres, Les planchers, Les poteaux et Les voiles). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés ou diminués après vérification dans la phase du dimensionnement.

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL 91, RPA 2024

La décente de charges et surcharges s'effectue à l'aide du document technique règlementaire, le DTR, B.C.2.2.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage :

II.2.1.Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- Les poutres principales (longitudinales):

Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, relie les poteaux et Supportent la dalle.

- Les poutres secondaires (transversales):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

➤ Exemple de calcule

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} ; \quad \begin{cases} h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ l_{\max} : \text{La plus grand portées, (Prise entre axes des poteaux).} \end{cases}$$

a) Les poutres principales L = 5,00m

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 18 \leq b \leq 36 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions imposées par (RPA2024) :

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad ; \text{ Conditions Vérifiées.}$$

$$\frac{h}{b} \geq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$$

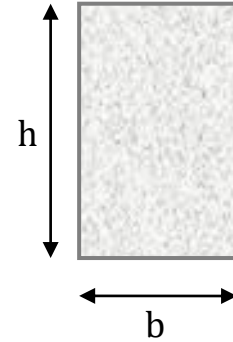


Figure II.1 : Dimensions d'une poutre.

b) Les poutres secondaires L = 4,70m

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33 \leq h \leq 47 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions imposées par (RPA2024) :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad ; \text{ Conditions Vérifiées.}$$

$$\frac{h}{b} \geq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$$

Selon le plan d'architecture on distingue des poutres principales et secondaires, le tableau suivant résume les résultats de la pré-dimensionnement :

Tableau 2.1: pré-dimensionnement pour les différents types des poutres

Les poutres	Types	L_{\max} (cm)	Section (cm ²)
Principales	P_p	500	(30 × 45)
secondaires	P_s	470	(30 × 40)

II.2.2. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres, les charges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique. Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente des charges, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

➤ Les Plancher à corps creux

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

L_{\max} : La plus grande portée entre nus.

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{525 - 55}{22,5} = 20,88 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+5)=21$ cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

➤ Pré-dimensionnement des poutrelles

Calcul de la largeur de la table de compression selon l'article [A 4.1. 3 B.A.E.L/modifié99] :

$$h_t = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} ; h_1 = 21 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_p = 0,9 \times 21 = 18,8 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \begin{cases} 6h_0 \text{ à } 8h_0 \\ \text{ou} \\ L/10 \end{cases}$$

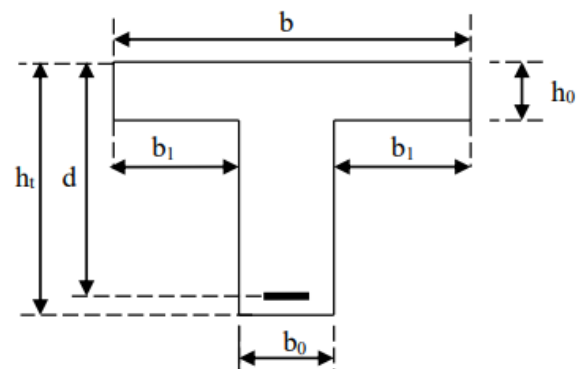


Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle

Avec : $L = 4,7 \text{ m} \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L}{10}\right) : b_1 = \min\left(\frac{55}{2} = 27,5, \frac{470}{10} = 47\right)$; alors :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 65 \text{ cm}$$

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

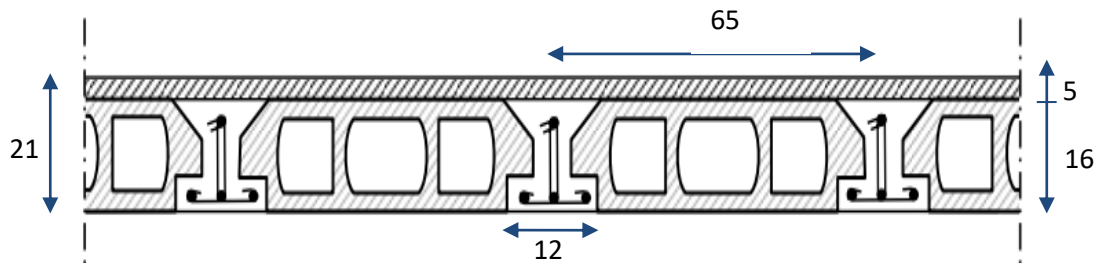


Figure II.3 : Dimensions de Plancher à

➤ Descente des charges

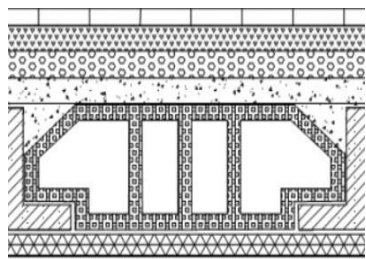
La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher à l'aide du document technique réglementaire, le DTR.

Tableau II.2: Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Couche	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)	
gravillons de protection (cm)	2000	0,04	80	
étanchéité multi couche	600	0,02	12	
forme de pente (12%)	2200	0,12	264	
Isolation thermique	400	0,04	16	
dalle de compression + corps creux	-	0,21	290	
enduit en ciment	1800	0,015	27	
G	689 kg/m²			
Q	100 kg/m²			

Tableau II.3 : Plancher de l'étage courant en corps creux.

Couche	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
carrelage + sable +Mortier de pose	6000	0,02	104
dalle de compression+ corps creux	-	0,21	290
enduit en ciment	1800	0,015	27
cloison légère	-	-	75
G	496kg /m²		
Q (étage 4-5)	150kg/m²		
Q (étage 2-3)	250kg/m ²		
Q (RDC +1ér étage)	400kg/m ²		



➤ Loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments avec un nombre de niveaux supérieur ou égal à 5. Elle s'applique uniquement aux charges d'exploitation. Comme il est supposé qu'il soit rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. Ce qui est donné par le (DTR B.C 2.2).

➤ Application :

teasse:Q₀	100 (kg/m ²)
4^{ème} étage :Q₀+Q₁.	250 (kg/m ²)
3^{ème} étage :Q₀+0,95(Q₁+Q₂)	385 (kg/m ²)
2^{ème} étage :Q₀+0,9(Q₁+Q₂+Q₃)	595 (kg/m ²)
1^{ère} étage :Q₀+0,85(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄)	780 (kg/m ²)
RDC:Q₀+0,8(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅)	1060 (kg/m ²)

Sous-sol : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

1300 (kg/m²)

II.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux principaux. Sont appelés aussi les colonnes. Ces éléments sont sollicités à la flexion composée (effort normal dû au poids mort et d'exploitation et un moment de flexion produit par les effets du deuxième ordre). Pour le pré dimensionnement des poteaux on choisit le poteau le plus sollicité et par la suite la section obtenue sera généralisée pour le reste des poteaux du même niveau.

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

a) Respecter les critères de résistance d'après le BAEL 91

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section réduite du béton, elle est égale à : $B_r = (b - 2\text{cm})(a - 2\text{cm})$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$

f_e : Nuance de l'acier feE400

A_s : Section d'armature longitudinale

α : Coefficient dépend de l'élançement

f_{c28} : Contraint caractéristique du béton à 28 jours (25 Mpa)

On cherche à dimensionner les poteaux de telle sorte que : $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ si } \lambda \leq 35 \text{ Alors : } \alpha = 0,708$$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s} \right]} = 0,064 N_u$$

b) Vérifier les conditions de RPA 2024

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (a, b) \geq 25 cm → En zone I et II et III

Min (a, b) \geq 30 cm → En zone IV.V et VI

$$\text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

c) Vérifier les conditions de flambement :

- Longueur de flambement l_f :

C'est la longueur du poteau, supposé articuler aux deux extrémités, qui aurait même section et même charge critique d'Euler que le poteau considéré.

Pour un bâtiment à étages multiples, on a : $l_f = 0,7l_0$

- Elancement λ :

On appelle l'élancement λ , le rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration i de la section droite du béton seul

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$B = a \times b$ ($I =$ moment d'inertie, $B =$ section du béton)

➤ Exemple de calcul

La section des poteaux et dimensionne comme suit :

a) Poteau central N°1

Critère de résistance

$$\beta_r = 0,064 N_u$$

Détermination de N_u

Surface afférente :

$$S_{\text{aff}} = (2,7 + 2,775) \times (2,575 + 2,55) = 28,06 \text{ m}^2$$

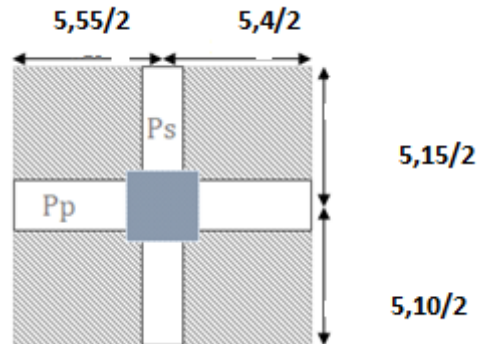


Figure II.4 : Surface afférente (poteau central).

Longueur afférente : (Poutres)

*Poutre principale : $L_{\text{aff1}} = 5,48\text{m}$

Poutre secondaire : $L_{\text{aff1}} = 5,12\text{m}$

Poids total des poutres

Poids de poutre principale = $[5,48(0,30 \times 0,45)] \times 2500 = 1849,5\text{Kg}$.

Poids de poutre secondaire = $[5,12(0,30 \times 0,40)] \times 2500 = 1536\text{Kg}$.

$N_{\text{poutres}} = (P_{Pp} + P_{Ps}) \times 1,35 \times n$ avec « n » : nombre des étages (dans ce cas $n=1$)

$N_{\text{poutres}} = 31992,975\text{kg}$

Poids totale de plancher

$N_{\text{plancher}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times S_{\text{aff}}$

$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times 3665 + 1,5 \times 1300) \times 28,06$

$N_{\text{plancher}} = 193\,534,310 \text{ kg}$

$N_u = (N_{\text{poutres}} + N_{\text{plancher}}) \times 1,15$

$N_u = 259\,356,3782 \text{ kg}$

Alors on a : $B_r \geq (a - 2)(b - 2) \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$B_r \geq \sqrt{1659,88} + 2$$

Donc : La section du poteau sera $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.

Les Vérifications

- Les conditions du RPA .2024

Selon RPA99, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Min}(45 ; 45) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(45 ; 45) \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow l_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 4 = 2,80 \text{ m}$$

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,8}{0.1299} = 21,55 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau II.5 :Pré-dimensionnement du poteau central 1

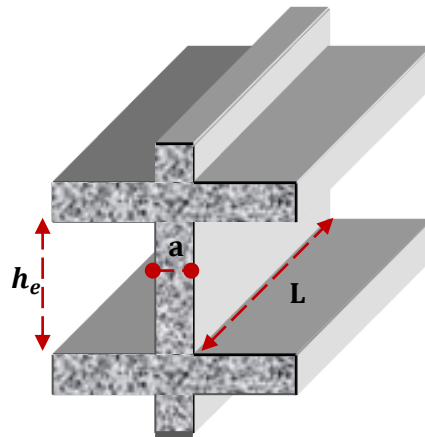
Étage	S _{aff} (m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	N _{poutre} (KN)	N _{plancher} (KN)	Nu (KN)	B _r (cm ²)	a	Section (cm ²)
5		6,89	1	45,70	303,06	401,08	256,69	18,02	
4		11,85	2,5	91,41	554,07	742,30	475,07	23,80	35×35
3		16,81	3,85	137,11	798,76	1 076,25	688,80	28,25	
2	28,06	21,77	5,95	182,82	1 075,01	1 446,50	925,76	32,43	40×40
1		26,73	7,8	228,52	1 340,75	1 804,66	1 154,98	35,99	
RDC		31,69	10,6	274,23	1 646,46	2 208,79	1 413,63	39,60	
S-sol		36,65	13	319,93	1 935,34	2 593,56	1 659,88	42,74	45×45

Dimensionnement des voiles

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

L'article 7-10 du RPA 2024 exige à respecter les conditions de pré dimensionnement des voiles comme suit :

- $a \leq \frac{L}{4}$
- $b_w \geq h_e / 20$
- $a \geq 15 \text{ cm}$



a : épaisseur du voile

Figure II.5: Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur du voile peut être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e :

$$a \geq h_e / 20$$

$$\sigma_{e2} = 400 \text{ cm}^2 \geq \frac{400-40}{20} \Rightarrow a = 18 \text{ cm} \text{ Alors on prend : } a = 20 \text{ cm}$$

II.2.4. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons pris la méthodologie de dimensionnement des sections transversales des éléments principaux tels que : les poutres principales et secondaires, les poteaux et les voiles ainsi les éléments secondaires tels que les planchers et les dalles pleines.

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie ou en béton armé (corps creux, cloisons, murs extérieurs, balcon....). On se propose cette fois-ci de donner les méthodes relatives au calcul de ces éléments secondaires. Tels que l'acrotère, le balcon, l'ascenseur et l'escalier.

III.2 Différents types de planchers

III.2.1 Plancher Terrasse (corps creux.)

Le plancher terrasse constitue la couverture du bâtiment. Il est soumis à des contraintes différentes de celles des planchers courants, il doit assurer :

- L'étanchéité d'eau (pluie, neige).
- Comporte une isolation thermique.

III.2.2 Plancher Etage Courant (corps creux)

Dans notre projet, nous avons choisi le plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Absence de la charge concentrée importante sur le plancher.
- Plus léger que la dalle pleine.

III.3 Les planchers à corps creux

III.3.1 Etude des poutrelles

La section de la poutrelle est en T, calculée en flexion simple.

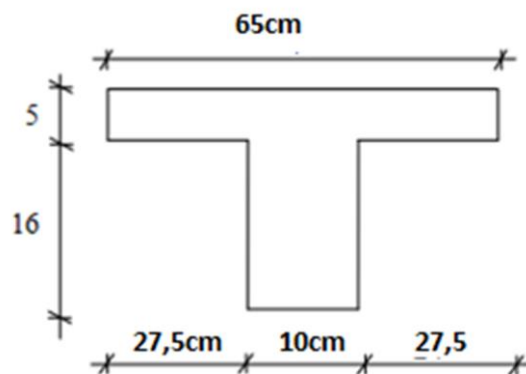
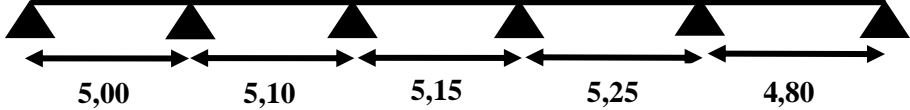

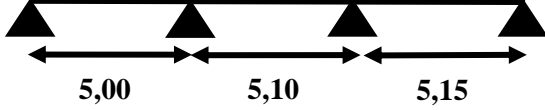
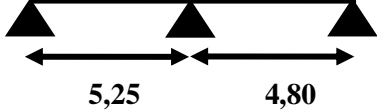
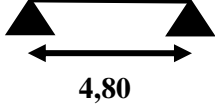
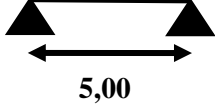
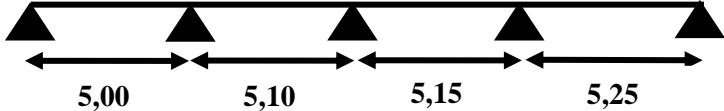


Figure III.1: Schéma de la poutrelle.

Tableau III .1: Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Evaluation des charges :

Plancher terrasse :

ELU: $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,89 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 7,02 \text{ KN/ml.}$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,89 + 1,00) \times 0,65 = 5,13 \text{ KN/ml.}$

Plancher étage 4-5 :

ELU: $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,96 + 1,5 \times 1,50) \times 0,65 = 5,81 \text{ KN/ml.}$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 0,65 = (4,96 + 1,50) \times 0,65 = 4,20 \text{ KN/ml.}$

III.3.1.1 L'évaluation des charges reprise par les poutrelles :

Tableau III.2: L'évaluation des charges reprise par les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU	ELS
				$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b$	$P_{ser} = (G + Q) \times b$
Terrasse	6,98	1,00	0,65	7,02	5,13
Étages courants	4,96	1,50	0,65	5,81	4,20
	4,96	2,5	0,65	6,79	4,85
	4,96	4	0,65	8,25	5,82

III.3.1.2 Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de 3 moments.
- Méthodes exactes (RDM).

Méthode forfaitaire :

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives $\frac{L_i}{L_{i+1}}$ est compris entre 0,8 et 1,25.

- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu préjudiciable.

a .1)Principe de la méthode forfaitaire

Les moments fléchissant

En travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

α : C'est le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

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

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{pour travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{pour travée interne} \end{array} \right.$$

Avec : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

P_u : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

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

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_i : Portée de la travée.

En appuis :

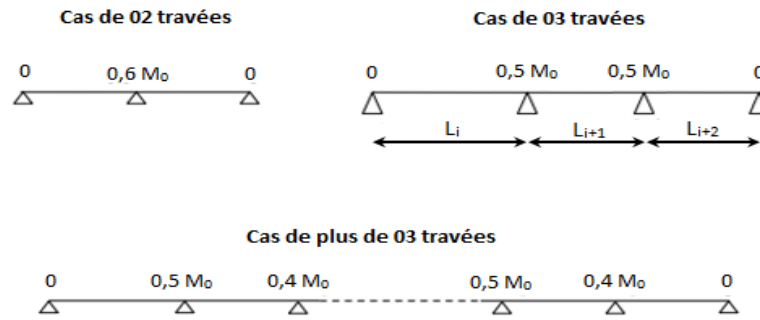


Figure III.2: Moment aux appuis des différents cas des poutres.

Les efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL.91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} T_e = -\frac{P_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III. 3: Vérification de la méthode forfaitaire

Condition d'application	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6	Type 7
$Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
I constante	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
Fissuration peu préjudiciable	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, on peut donc utiliser la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

Exemple de calcul :

Plancher étage 4-5 :

Type 1:

Les moments fléchissant :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 496 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 150 \text{ Kg/m}^2 \end{cases} \alpha = \frac{150}{150+496} = 0,322$$

ELU :

Moment isostatique :

$$Q_u = 581 \text{ Kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{581 \times 5^2}{8} = 1817 \text{ Kg.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{aA} = 0.2 M_0 = 0.2 \times 1817 = 363,43 \text{ Kg.m}$$

$$M_{aB} = 0.5 M_0 = 945,29 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ac} = 0.4 M_0 = 771,13 \text{ Kg.m}$$

$$M_{aD} = 0.5 M_0 = 1001,71 \text{ Kg.m}$$

$$M_{aE} = 0.2 M_0 = 400,68 \text{ Kg.m}$$

- **Moment en travée :**

Travée de rive AB :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{0.2+0.5}{2} M_0 \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times 0.233) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = 1.05 M_0$$

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 1.07 M_0 - 0.35 M_0$$

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 0.72 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0.64 M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tAB} = 0.72 M_0 = 1289,38 \text{ Kg.m}$

Travée d'intermédiaire BC :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.5}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tBC} \geq 1.05 M_0 - 0.45 M_0$$

$$M_{tBC} \geq 0.62 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0,53 M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tBC} = 0,62 M_0 = 1164,06 \text{ Kg.m}$

Travée de rive CD :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.2}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tCD} \geq 1.05 M_0 - 0.45 M_0$$

$$M_{tCD} \geq 0.62 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0,53 M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tCD} = 0.62 M_0 = 1175,69 \text{ Kg.m}$

Travée de rive DE:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.2}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tDE} \geq 1.05 M_0 - 0.35 M_0$$

$$M_{tDE} \geq 0.72 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1,2+0,3 \times 0,233)}{2} M_0 = 0,64 M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } M_{tCD} = 0.72 M_0 = 1441,78 \text{Kg.m.}$$

Les résultats des autres types sont :

Le diagramme des moments en appuis et en travée :

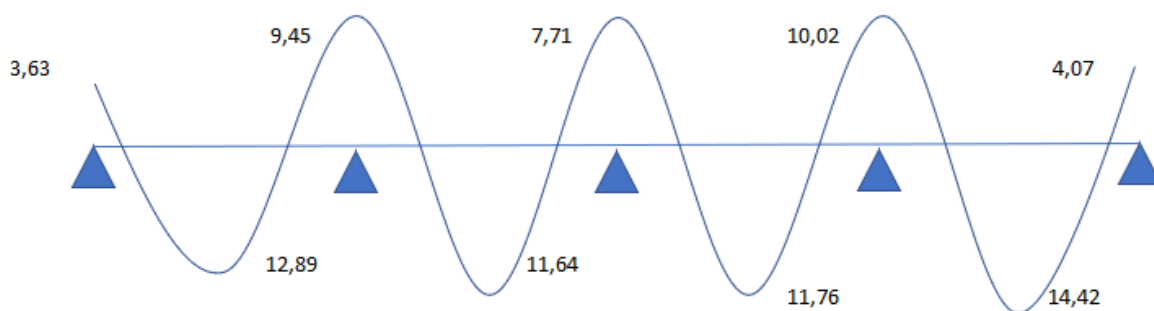


Figure III.3: Moments sur appuis et en travée.

ELS :

- **Moment isostatique :**

$$Q_s = 420 \text{ Kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{420 \times 5^2}{8} = 1313 \text{ Kg.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{aA} = 0.2 M_0 = 0.2 \times 1313 = 262,44 \text{ Kg.m}$$

$$M_{aB} = 0.5M_0 = 682,60 \text{Kg.m}$$

$$M_{ac} = 0.4M_0 = 556,84 \text{Kg.m}$$

$$M_{aD} = 0.5M_0 = 723,34 \text{Kg.m}$$

$$M_{aE} = 0.2M_0 = 289,34 \text{Kg.m}$$

- **Moment en travée :**

Travée de rive AB :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.2+0.5}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 1.07 M_0 - 0.35 M_0$$

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 0.72 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0.64M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tAB} = 0.72 M_0 = 931,08 \text{ Kg.m}$

Travée d'intermédiaire BC :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.5}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tBC} \geq 1.05 M_0 - 0.45 M_0$$

$$M_{tBC} \geq 0.62 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0,53 M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tBC} = 0,62 M_0 = 840,58 \text{ Kg.m}$

Travée de rive CD :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.2}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tCD} \geq 1.05 M_0 - 0.45 M_0$$

$$M_{tCD} \geq 0.62 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0,53M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tCD} = 0.62 M_0 = 848,98 \text{ Kg.m}$.

Travée de rive DE:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t + \frac{0.5+0.2}{2} M_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.233)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = 1.05 M_0$$

$$M_{tDE} \geq 1.05 M_0 - 0.35 M_0$$

$$M_{tDE} \geq 0.72 M_0$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{(1,2+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1,2+0.3 \times 0.233)}{2} M_0 = 0,64M_0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $M_{tCD} = 0.72 M_0 = 1041,12 \text{ Kg.m}$.

Les résultats des autres types sont :

Le diagramme des moments en appuis et en travée :

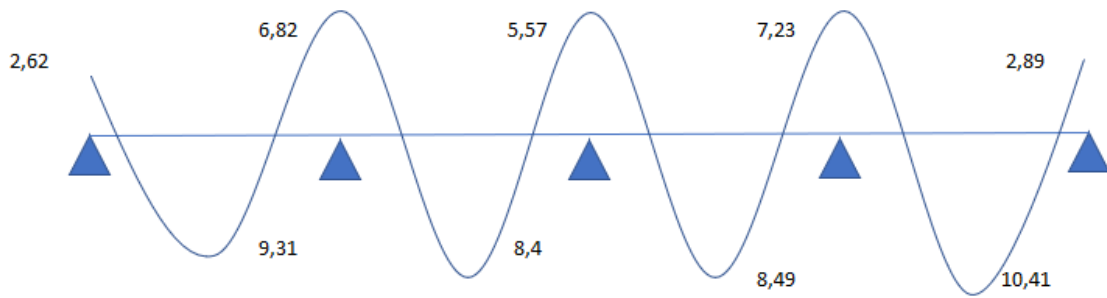


Figure III. 3: Moments sur appuis et en travée.

Les efforts tranchants : (type 1 ELU)

Travée AB :

$$T_{w AB} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 1570,10 \text{ Kg}$$

$$T_{e AB} = -\frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -1162,98 \text{ Kg}$$

Travée BC :

$$T_{w BC} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 1516,95 \text{ Kg}$$

$$T_{e BC} = -\frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -862,87 \text{ Kg}$$

Travée CD :

$$T_{w CD} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 1542,11 \text{ Kg}$$

$$T_{e CD} = -\frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -875,94 \text{ Kg}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_{w CD} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 1640,89 \text{ Kg}$$

$$T_{e CD} = -\frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -1202,05 \text{ Kg}$$

Le Diagramme des efforts tranchants :

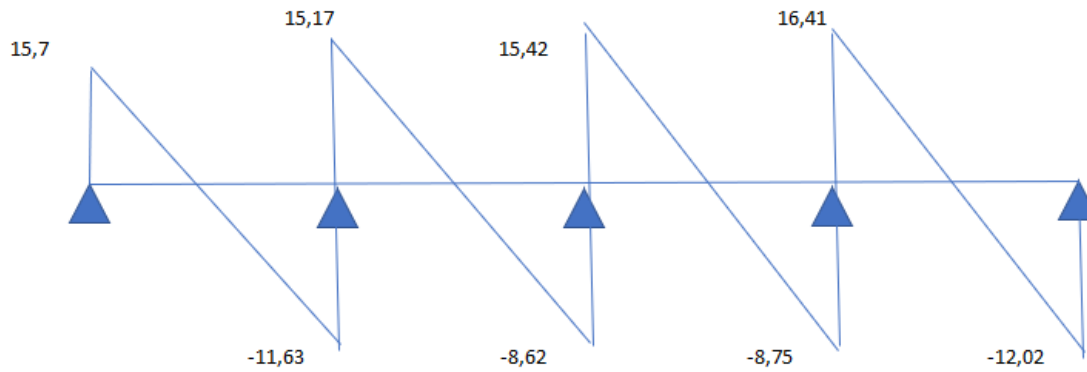


Figure III.4: Effort tranchants

Tableau III. 4: Récapitulatif des sollicitations de terrasse à L'ELU /ELS.

Type Poutrelle	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)		
	Appuis	ELU	ELS	Travée	ELU	ELS	Travée	T _w	T _e
Type01	1	-4,388	3,205	1 - 2	15,137	11,057	1 - 2	18,958	14,042
	2	-	-	2 - 3	13,606	9,939	2 - 3	18,316	10,418
	3	-9,311	6,801	3 - 4	13,738	10,035	3 - 4	18,620	10,576
	4	-	-	4 - 5	16,933	12,368	4 - 5	19,812	14,514

Tableau III. 5: Récapitulatif des sollicitations de l'étage 4-5 à L'ELU /ELS.

Type Poutrelle	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)		
	Appuis	ELU	ELS	Travée	ELU	ELS	Travée	T _w	T _e
Type01	1	-3,634	-2,624	1 - 2	12,894	9,311	1 - 2	15,701	-11,630
	2	-9,453	-6,826	2 - 3	11,641	8,406	2 - 3	15,169	-8,629
	3	-7,711	-5,568	3 - 4	11,757	8,490	3 - 4	15,421	-8,759
	4	-10,017	-7,233	4 - 5	14,418	10,411	4 - 5	16,409	-12,020

Type02	1	-3,634	-2,624	1 – 2	12,894	9,311	1 - 2	15,701	-11,630
	2	-9,453	-6,826	2 – 3	10,677	7,710	2 - 3	14,865	-7,229
	3	-9,639	-6,960	3–4	13,874	10,018	3–4	16,096	-11,866

Tableau III. 6: Récapitulatif des sollicitations de l'étage 2-3 à L'ELU /ELS.

Type	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)		
	Appuis	ELU	ELS	Travée	ELU	ELS	Travée	T_w	T_e
Type01	1	-4,244	-3,031	1 – 2	15,711	11,220	1 - 2	18,334	-13,580
	2	-11,038	-7,883	2 – 3	14,274	10,194	2 - 3	17,713	-10,076
	3	-9,004	-6,430	3–4	15,593	11,136	3 - 4	17,553	-10,228
	4	-9,357	-6,683	4-5	15,218	10,868	4-5	18,269	-10,249
	5	-11,697	-8,353	6-6	13,717	9,796	5-6	17,918	-13,200
Type02	1	-4,244	-3,031	1 – 2	15,711	11,220	1 - 2	18,334	-13,580
	2	-11,038	-7,883	2 – 3	13,148	9,390	2 - 3	17,357	-8,441
	3	-11,255	-8,038	3–4	16,895	12,066	3–4	18,795	-13,856
Type03	1	-4,502	-3,215	1 – 2	16,674	11,908	1 - 2	18,881	-13,856
	2	-11,697	-8,353	2 – 3	14,049	10,033	2 - 3	17,823	-8,355
	3	-11,697	-8,353	3–4	13,717	9,796	3–4	17,918	-13,200
Type04	1	-4,679	-3,341	1 – 2	16,388	11,703	1 - 2	19,606	-14,036
	2	-14,036	-10,024	2 – 3	12,716	9,081	2 - 3	14,186	-13,200
Type05	1	-3,911	-2,793	1 – 2	15,64	11,17	1 - 2	16,296	-16,296

Type06	1	-4,244	-3,031	1 – 2	14,864	10,615	1 - 2	16,975	-16,975
Type07	1	-4,244	-3,031	1 – 2	15,711	11,220	1 - 2	18,334	-13,580
	2	-11,038	-7,883	2 – 3	14,274	10,194	2 - 3	17,713	-10,076
	3	-9,004	-6,430	3–4	14,423	10,300	3–4	18,007	-10,228
	4	-11,697	-8,353	4-5	17,558	12,539	4-5	19,160	-14,036

Tableau III.7: Récapitulatif des sollicitations de RDC 1^{er} l'étage à L'ELU /ELS.

Type	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)		
	Appuis	ELU	ELS	Travée	ELU	ELS	Travée	T_w	T_e
Type01	1	-5,158	-3,640	1 – 2	19,956	14,084	1 - 2	22,283	-16,505
	2	-13,415	-9,468	2 – 3	18,244	12,876	2 - 3	21,528	-12,246
	3	-10,944	-7,723	3–4	19,865	14,020	3 - 4	21,333	-12,431
	4	-11,373	-8,026	4-5	19,446	13,723	4-5	22,204	-12,456
	5	-14,216	-10,033	6-6	17,465	12,326	5-6	21,777	-16,043
Type02	1	-5,158	-3,640	1 – 2	19,956	14,084	1 - 2	22,283	-16,505
	2	-13,415	-9,468	2 – 3	16,877	11,910	2 - 3	21,095	-10,259
	3	-13,680	-9,654	3–4	21,448	15,136	3–4	22,844	-16,841
Type03	1	-5,472	-3,862	1 – 2	21,180	14,947	1 - 2	22,948	-16,841
	2	-14,216	-10,033	2 – 3	18,024	12,720	2 - 3	21,663	-10,154
	3	-14,216	-10,033	3–4	13,717	9,796	3–4	21,777	-16,043
Type04	1	-5,686	-4,013	1 – 2	20,867	14,727	1 - 2	23,829	-17,059

	2	-17,059	-12,039	2 - 3	16,044	11,323	2 - 3	17,242	-16,043
Type05	1	-4,753	-3,355	1 - 2	17,443	12,310	1 - 2	19,806	-19,806
Type06	1	-5,158	-3,640	1 - 2	18,927	13,358	1 - 2	20,631	-20,631
Type07	1	-5,158	-3,640	1 - 2	19,956	14,084	1 - 2	22,283	-16,505
	2	-13,415	-9,468	2 - 3	18,244	12,876	2 - 3	21,528	-12,246
	3	-10,944	-7,723	3-4	18,444	13,016	3-4	21,885	-12,431
	4	-14,216	10,033	4-5	22,289	15,730	4-5	23,287	-17,059

III.3.2.4. Ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Exemple de calcul : (ETAGE4-5)

- Si $\max M_{tu} < M_{t \max}$: La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section en "T".
- Si $\max M_{tu} > M_{t \max}$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b x h).

Avec :

M_{tu} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} 14,418 \text{ KN.m} \\ M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3 = 75,686 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve au niveau de la table de compression, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire (65 x 21) cm².

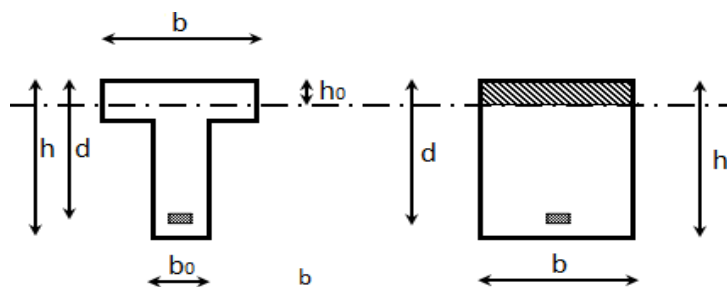


Figure III.5: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

$$d = 0,189 \text{ m} ; b = 0,60 \text{ m} ; b_0 = 0,12 \text{ m} ; h_t = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}.$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **En travée**

$$M_{tmax} = 14,418 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{14,418 \times 10^6}{650 \times 189^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_{bu} < \mu_{Ls} = 0,392 \quad (\text{FeE 400 HA}) \Rightarrow \begin{cases} \text{pivot A} \\ A' = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,044)}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,056 = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \left(\frac{14,418 \times 10^6}{0,978 \times 189 \times 348} \right) = 2,24 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 650 \times 189}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} < A_t \text{ Donc on prend : } A_t = 2,24 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3T12 = 3,39 cm²

• **En appui**

$$M_{a \max} = 10,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{10,02 \times 10^6}{100 \times 189^2 \times 14,20} = 0,198$$

$$\mu_{bu} < \mu_{Ls} = 0,392 \quad (\text{FeE 400 HA}) \Rightarrow \begin{cases} \text{pivot A} \\ A' = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,198)}) = 0,2279$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,279 = 0,889$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \left(\frac{10,02 \times 10^6}{0,889 \times 189 \times 348} \right) = 1,72 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 189}{400} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} < A_a \quad \text{Donc on prend : } A_a = 1,72 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2T12 = 2,26 cm²

III.3.2.5. Vérifications :

a) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• En travée

$$\gamma = \frac{14,814}{10,41} = 1,39 \quad \alpha = 0,056 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \Rightarrow \text{CV}$$

• En appui :

$$\gamma = \frac{10,02}{7,23} = 1,39 \quad \alpha = 0,279 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

b) Diamètre des armatures transversales

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_{\max} = 16,409 \text{ KN}$) Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16,409 \times 10^3}{100 \times 189} = 0,868 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,868 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont nécessaires.

- **Calcul du diamètre :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right\}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur totale de la poutrelle.} \\ \phi_L : \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b_0 : \text{Largeur de l'âme de la nervure.} \end{array} \right.$

$$\phi_t \leq \min\{0,6 ; 12 ; 1,2\} \text{ cm} \text{ } \& \text{ } \phi_t \leq 0,6 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales**

D'après le B.A.E.L91 (A.5.1, 232) :

$$S_t \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}$$

$k = 0$: Reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$S_{t1} \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times \tau_u} \text{ } \& \text{ } S_{t1} \leq \frac{0,9 \times 235 \times 0,571 \times 10^2}{100 \times 1,15 \times 0,868} \text{ } \& \text{ } S_{t1} \leq 10,10 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \text{ } \& \text{ } S_{t2} \leq \min\{17,01 ; 40 \text{ cm}\} \text{ } \& \text{ } S_{t2} \leq 17,01 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0,4} \leq \frac{0,571 \times 10^2 \times 235}{100 \times 1 \times 0,4} \leq 33,55 \text{ cm}$$

$$S_t = \min\{S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}\}$$

On adopte : $S_t = 10,10 \text{ cm}$

c) Vérification de la flèche pour le plancher d'étage courant (service) :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont toutes vérifiées :

a) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$

L : La portée entre nus de la poutre.

b) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

h_t : Hauteur de la section.

c) $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t : Le moment en travée maximal à E.L.S.

- Vérification des conditions :

M_0 : Le moment isostatique à E.L.S.

- $\frac{h_t}{L} = \frac{21}{525} = 0,040 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C. V}$

- $\frac{h_t}{L} = \frac{21}{525} = 0,040 \geq \frac{10,41}{10 \times 14,47} = 0,072 \dots \dots \dots \text{C. N.}$

A_{st} : La section des armatures tendues.

- $\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,39}{10 \times 189} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C. V}$

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé

Alors :

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

- Il faut vérifier que : $\Delta f \leq \Delta f_{adm}$

$$\begin{cases} G = G_{tot} \times b \\ P = (G + Q) \times b \\ J = (P_{plancher} - cloison) \times b \end{cases}$$

G : Charge permanente après la mise en place des cloisons.

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

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons

Pour $b = 65 \text{ cm}$ on a :

$$\begin{cases} G = 4,96 \times 0,65 = 3,224 \text{ KN/ml} \\ P = (4,96 + 1,5) \times 0,65 = 4,199 \text{ KN/ml} \\ J = (4,96 - 0,75) \times 0,65 = 2,737 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

1- Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0.71 \frac{GL^2}{8} = 0.71 \times \frac{3,224 \times 5.25^2}{8} = 7,96 \text{ KN.m} \\ M_P = 0.71 \frac{PL^2}{8} = 0.71 \times \frac{4,199 \times 5.25^2}{8} = 10,37 \text{ KN.m} \\ M_J = 0.71 \frac{JL^2}{8} = 0.71 \times \frac{2,737 \times 5.25^2}{8} = 6,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2- Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

3- Calcul du moment d'inertie :

$$V_2 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{[(b \times h_0) \cdot (h - \frac{h_0}{2})] + [b_0(h - h_0) \cdot (\frac{h-h_0}{2})] + [(\eta \cdot A_{st})(h - d)]}{(b \cdot h_0) + b_0(h - h_0) + (\eta \cdot A_{st})}$$

Avec $\eta = 15\eta$: Coefficient d'équivalence acier-béton.

$$V_2 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{[(65 \times 5) (21 - \frac{5}{2})] + [10 \times (21 - 5) (\frac{21-5}{2})] + [(15 \times 3.39)(21 - 18.9)]}{(65 \times 5) + 12 \times (21 - 5) + (15 \times 3.39)}$$

$$V_2 = 13,90 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 13,90 = 7,1 \text{ cm}$$

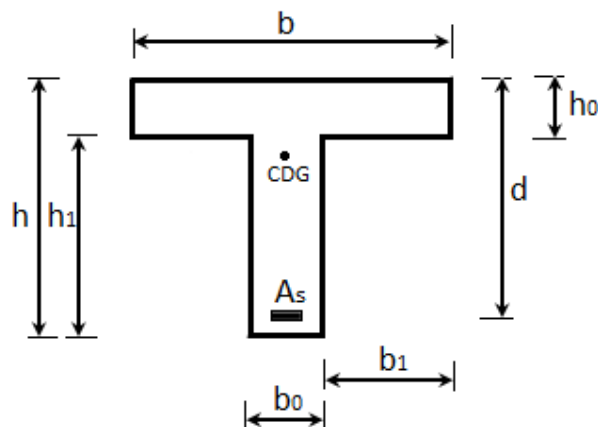


Figure III.6: Centre de gravité de poutrelle.

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{b_0V_2^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \eta \cdot A_{st}(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 7,1^3}{3} + \frac{10 \times 13,90^3}{3} - \frac{(65 - 10)(7,10 - 5)^3}{3} + (15 \times 3.39) \times (18.9 - 7,10)^2$$

$$I_0 = 23617,37 \text{cm}^4$$

4- Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M \cdot \eta}{I_0} y$$

Avec :

y : La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_1 = 18.9 - 7,1$$

$$y = 11,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \cdot \eta}{I_0} y = \frac{7,96 \times 15}{23617,37} \times 11,8 \times 10^3 = 59,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \cdot \eta}{I_0} y = \frac{10,37 \times 15}{23617,37} \times 11,8 \times 10^3 = 77,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j \cdot \eta}{I_0} y = \frac{6,76 \times 15}{23617,37} \times 11,8 \times 10^3 = 50,66 \text{ MPa}$$

5- Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{10 \times 18.9} = 0.0179$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0179 \times 59,66 + 2.1} \right] = 0,42$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0179 \times 77,72 + 2.1} \right] = 0,52$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0179 \times 50,66 + 2.1} \right] = 0,36$$

6- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \times 23617,37}{(1 + 2,69 \times 0,42)} = 12197,91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \times 23617,37}{(1 + 1,07 \times 0,42)} = 17924,04 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times 23617,37}{(1 + 2,69 \times 0,52)} = 10830,04 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times 23617,37}{(1 + 2,69 \times 0,36)} = 13198,08 \text{ cm}^4$$

7- Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \left(\frac{7,96 \times 5.25^2}{10 \times 32164.20 \times 12197,91} \right) \times 10^7 = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \left(\frac{7,96 \times 5.25^2}{10 \times 10818.87 \times 17924,04} \right) \times 10^7 = 1,13 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_p} = \left(\frac{10,37 \times 5.25^2}{10 \times 32164.20 \times 10830,04} \right) \times 10^7 = 0,82 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_j} = \left(\frac{6,76 \times 5.25^2}{10 \times 32164.20 \times 13198,08} \right) \times 10^7 = 0,44 \text{ cm}$$

8- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 1,13 - 0,44 + 0,82 - 0,56$$

$$\Delta f_t = 0,92 \text{ cm}$$

9- La flèche admissible (BAEL B. 6.5.3) :

$$\Delta f_{\max} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{525}{1000} = 1,03 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour } L = 5,25 \text{ m} \geq 5\text{m}$$

$$\Delta f_t = 0,92 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1,03 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

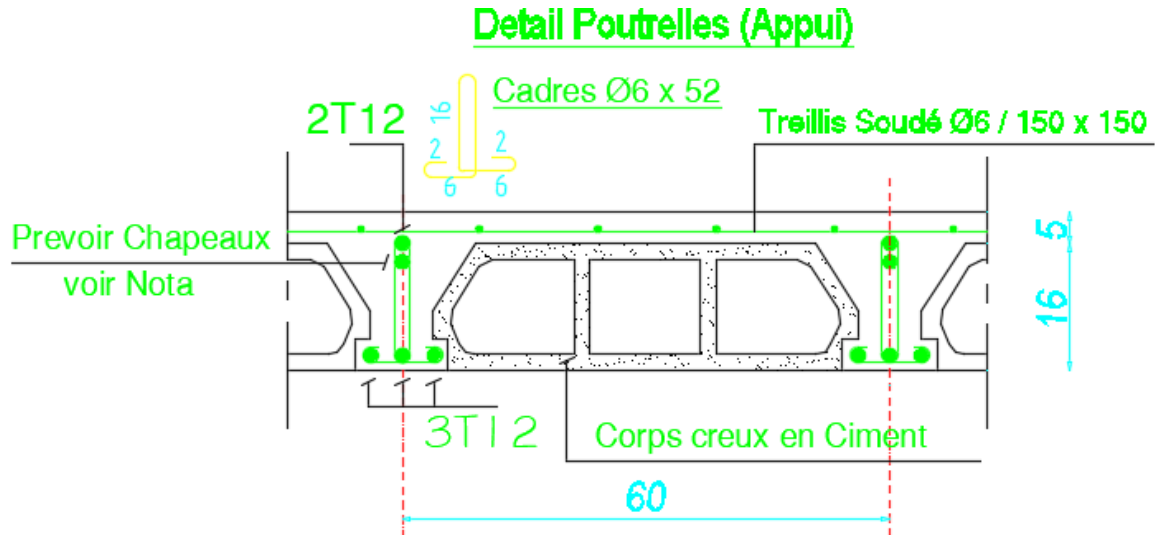


Figure III.7: FERRAILLAGE DES POUTRELLES

Tableau III.8: calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis

		M(KN.m)	μ	α	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Terrasse	Travée	16,933	0,051	0,066	2,65	1,483	3T12	3,39
	Appuis	12,095	0,239	0,347	2,14	0,228	2T12	2,26
Étages courants 4-5	Travée	14,418	0,044	0,056	2,24	1,483	3T12	3,39
	Appuis	10,020	0,198	0,279	1,72	0,228	2T12	2,26
Étages courants 2-3	Travée	17,558	0,053	0,069	2,75	1,483	3T12	3,39
	Appuis	14,036	0,277	0,416	2,56	0,228	1T12+1T14	2,67
RDC-1^{er} Étages	Travée	22,289	0,068	0,088	3,51	1,483	2T12+1T14	3,8
	Appuis	17,059	0,337	0,537	3,30	0,228	1T16+1T14	3,55

III.4. Etude du balcon :

On a types de balcon considéré comme console encastrée, le premier type de 1,20m de longueur

- **G** : charge permanente du balcon
- **P** : charge d'exploitation du balcon
- **W_p**: charge concentrée dûes au mur brique, charge permanente; $W_p = \gamma.V$
- **V** : volume du mur brique

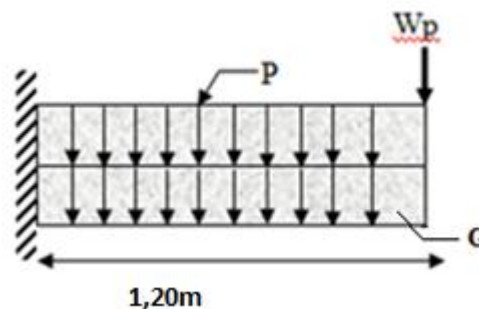
Le balcon est considéré comme une dalle pleine d'épaisseur :

$$\frac{L}{20} < e < \frac{L}{15} \quad \text{avec: } L = 120 \text{ cm.}$$

$$\frac{120}{20} < e < \frac{120}{15}$$

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

Le calcul se fait pour une bande de 1,20m.



On a prit le premier exemple 1 **Figure IV.9: Descente des charges du balcon**

- **Premier type de 1,20m :**
- **Descente de charge**

Tableau III.9: Descente des charges du balcon

Chargement		Poids surfaciques (Kg/m ²)	
pleine	1-	Dalle pleine (15 cm)	375 daN/m ² .
	2-	Enduit en ciment (1,5cm)	27 daN/m ² .
	3-	Carrelage + mortier de pose	104 daN/m ² .

La charge permanente = 506daN/m².

La charge d'exploitation = 350 daN/m².

$W_p = \gamma \cdot v = 1400 * 0,15 * 1,20 * 1,1 = 277,2 \text{ daN.}$

➤ **Les sollicitations :**

➤ **Combinaison fondamentale :**

➤ **ELU :** $q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1208,1 \text{ daN.}$

$W_{pu} = (1,35 * 277,2) = 374,22 \text{ daN.}$

➤ **ELS :** $q_{ser} = (506 + 350) = 856 \text{ daN/ml}$

$W_{pser} = 277,2 \text{ daN.}$

Détermination des moments et efforts tranchants :

➤ **ELU : Réactions :**

$R_A = q_u \cdot L + W_{pu} = 1208,1 * 1,2 + 374,22 = 1823,94 \text{ daN.}$

➤ **Moments :**

$M_{max} = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} - W_{pu} \cdot L = -1208,1 * \frac{1,2^2}{2} - 374,22 * 1,2 = -1318,90 \text{ daN.}$

➤ **Effort tranchant :**

$T_{max} = q_u \cdot L + W_{pu} = 1823,94 \text{ daN.}$

➤ **ELS : Réactions :**

$R_A = q_{ser} \cdot L + W_{pser} = 856 * 1,20 + 227,2 = 1676,92 \text{ daN.}$

➤ **Moments :**

$M_{max} = -q_{ser} \cdot \frac{L^2}{2} - W_{pser} \cdot L = -856 * \frac{1,2^2}{2} - 227,2 * 1,2 = -1142,47 \text{ daN.}$

➤ **Effort tranchant :**

$T_{max} = q_{ser} \cdot L + W_{pser} = 1676,92 \text{ daN.}$

➤ **Ferraillage :**

On calcule le balcon à la flexion simple de section rectangulaire (100x15) cm².

➤ **ELU :**

$M_u = |-1318,90| d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13189}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,043 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armature

comprimée avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

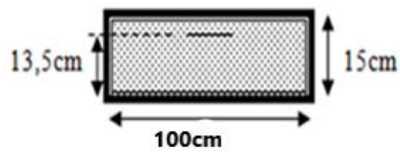


Figure III.10:Section transversale du balcon

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,055 ; \beta = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13189}{348 \cdot 0,98 \cdot 13,5} = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures finales:**

$$A = \max (A_u ; A_{\min}) = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\text{adp}} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $st = 15 \text{ cm}$

➤ **E.L.S :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

On va vérifier les contraintes suivantes ⇒

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \cdot k \cdot y \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ (Fissuration)} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{C.V (Fissuration non préjudiciable)} \end{array} \right.$$

➤ **Centre de graviter:**

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

Pour $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$

$$y = \frac{15 \times 6,78}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 6,78}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm}$$

➤ **L'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (4,32)^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (13,5 - 4,32)^2 \Rightarrow I = 11257,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{11,42 \times 10^3}{11257,89 \times 10} = 0,10 \text{ N/m}^2$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,10 \cdot 43,2 = 4,32 \text{ MPa}$.

On a $\sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Alors on garde le ferrailage calculé à l'ELU

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} \rightarrow A_r = \frac{6,78}{4} \rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ on adopte (4T8) = 2,0 cm²/ml, avec st = 20 cm.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$.

$$T_{u \max} = 18239,4 \text{ N} \quad \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{18239,4}{100 \cdot 13,5 \cdot 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On a deux types de flèche :

-Une flèche due à la charge répartie (f_1).

-Une flèche due à la charge concentrée (f_2).

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = \frac{ql^4}{8EI} + \frac{W_p L^3}{3EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 \rightarrow I = \frac{120 \cdot 15^3}{12} + 15 \cdot 6,78 \cdot \left(13,5 - \frac{15}{2} \right)^2 = 37411,2 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{ql^4}{8EI} \rightarrow f_1 = \frac{1208,1 * 1,2^4 * 10^4}{8 * 32164,2 * 37411,2} = 0,0026 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{W_p L^3}{3EI} \rightarrow f_2 = \frac{227,2 * 1,2^3 * 10^4}{3 * 32164,2 * 37411,2} = 0,0011 \text{ cm}$$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = 0,0026 + 0,0011 = 0,0037 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f = 0,0037 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Le contre balancement :**

Le rôle de ce contre balancement est d'assurer l'équilibre de la dalle pour ce la, il faudra que son poids soit égale a celui du console.

Dans le cas de balcon console, il faut prévoir un contre poids afin d'éviter la torsion. Ce contre poids se fait de la manière suivante :

Créer une bande pleine à l'amont de la poutre dont la largeur sera déterminé.

➤ **Calcul de la largeur du contre poids :**

$$\text{Poids du porte à faux : } G_{paf} = (0,15 \times 2500 \times 1,2 \times 1 = 450 \text{ daN}$$

$$\text{Contre poids : } G_{cp} = (0,21 \times 2500 \times x) \times 1 = 525x \text{ daN}$$

$$G_{paf} = G_{cp} \Rightarrow x = \frac{450}{525} = 0,86 \text{ m}$$

On prendra la largeur du contre poids $x=0,90 \text{ m}$.

Tableau III.10:récapitulatif du ferrailage des balcons

		Ferrailage (Armatures longitudinales)			
		Armatures calculées		Armatures adaptées	
Type de Balcon	Longueur balcon (m)	A_u^a (cm ²)	A_{min}^a (cm ²)	A^a (cm ²)	X(cm)
Balcon	1,20	2,44	1,63	6,78	0,9

III .5 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est l'élément prévu au niveau de la terrasse pour assurer la sécurité des personnes, exposé aux intempéries, il fonctionne comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferrailage se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1m travaillant à la flexion composée.

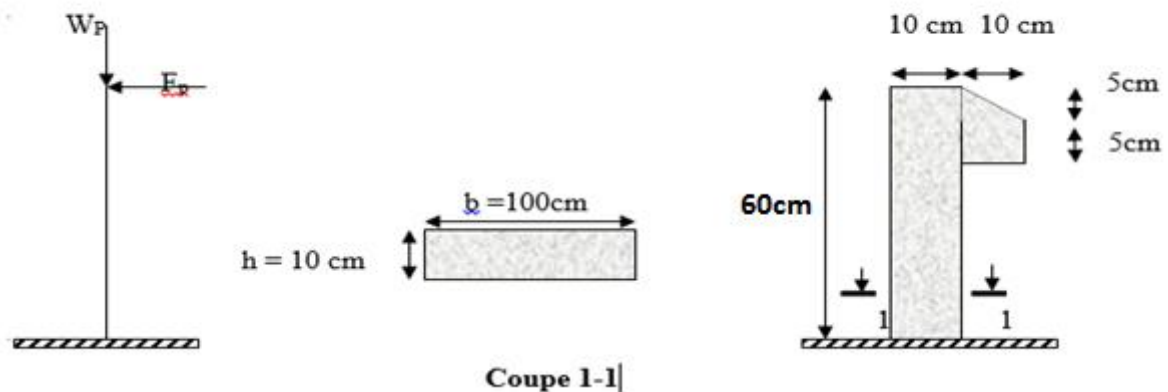


Figure III.11: Schéma d'un acrotère.

IV.5 .1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur et de 10 cm d'épaisseur.

D'après le RPA2024 on a :

$$Fpk = (A.I.S). Cp. \left(1 + 3. \frac{hz}{H}\right). Wp$$

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- Wp : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

H_z: Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$A = 0,15$$

$$I = 1$$

$$S = 1,3$$

$$CP = 0,8$$

$$Hz = 4$$

$$H = 20,80$$

➤ **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,1 \cdot 0,60) + \frac{(0,1 + 0,05) \cdot 0,1}{2} = 0,0675 \text{ cm}^2$$

➤ **Poids propre de l'acrotère W_p :**

$$W_p = S \times \gamma_b \rightarrow W_p = 0,0675 \cdot 2500 = 168,75 \text{ daN/ml}$$

➤ **La force horizontale :**

$$\text{➤ } F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot Cp \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{Hz}{H}\right) \cdot W_p = 51,89 \text{ daN}$$

III.5.2 Calcul des sollicitations :

1. Calcul à ELU :

$$M_u = 1,5 F_p \times h = 1,5 \times 0,5189 \times 0,60 = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul à ELS :

$$M_{ser} = F_p \times h = 0,5189 \times 0,60 = 0,3113 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$$

III.5.3 Calcul de l'excentricité

1. Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,47}{2,28} \Rightarrow e_1 = 0,20 \text{ m}$$

2. Excentricité additionnelle :

$$e_2 = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_2 = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}\right)$$

$$e_2 = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

3. Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure :

$$e_3 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

L_f : Longueur de flambement.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0,60$$

$$\Rightarrow L_f = 1,2m$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{2,33}{1,5 \times 0,3113} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_3 = \frac{3 \times 1,2^2}{10000 \times 0,10} (2 + 0 \times 2) = 0,01m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 1,02 + 0,02 + 0,01$$

$$e = 1,05m \Rightarrow e = 105 \text{ cm}$$

III.5.4 Calcul des armatures :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = \frac{2,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10 \times 14,2} = 0,0016$$

Le tableau $\varepsilon = f(\Psi_1)$ [BAEL 91 p 174] donne le coefficient = 0,1666

$$e_{Nc} = 0,1666 \times 1 = 0,1666 \text{ m}$$

$e > e_{Nc} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée on calcule un moment de flexion fictif.

$$M_{fic} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \text{ Tell que : } d = 0,9h$$

$$M_{fic} = 2,28 \times \left(1,05 + 0,09 - \frac{0,10}{2} \right) = 2,49 \text{ KN.m/ml}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de Moment

$$M_{fic}$$

1. Les armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{fic}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,022 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées}(A' = 0)$$

$$\alpha = 0,028$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_{s\ fic} = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} \Rightarrow A_{s\ fic} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_{s\ cal} = A_{s\ fic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \left(0,8 \times 10^{-4} - \frac{2,28 \times 10^{-3}}{348} \right) \times 10^4$$

$$A_{s\ cal} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \left(0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} \right) \times 10^4$$

$$A_{s\ min} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{s\ cal} \text{ et } A_{s\ min}) = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T8 = 2,01 cm²/ml** → **S_t = 25 cm.**

2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4}$$

$$A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

On adopte : **4T6 = 1,13 cm²/ml** → **S_t = 25 cm.**

III.5.6 Vérification à ELS :

a) Pour le béton :

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

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,60f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \text{Avec : } A'_s = 0$$

$$y = 15 \times \frac{2,01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (9 \times 2,01)}{7,5 \times 2,01^2}} - 1 \right] = 2,04 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s(d - d'^2))]$$

$$I = \frac{100 \times 2,04^3}{3} + 15 \times [(2,01 \times (9 - 2,04)^2)] = 1743,50 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 0,828 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{1,55}{1743,50} \times 2,04 \right] \times 10^3 = 1,81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,81 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{C. V}$$

b) Pour l'acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \left[15 \times \frac{1,55}{1743,50} (9 - 2,04) \right] \times 10^3 = 138,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 138,69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{C. V}$$

III.5.7 Vérification d'effort tranchant :

$$T_{max} = 2,28 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{2,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,025 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,15 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\max} = 0,0225 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 3,75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

III.6 Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires, ils permettent l'accès verticale entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, personnes ...etc.).

III.6.1 : Description :

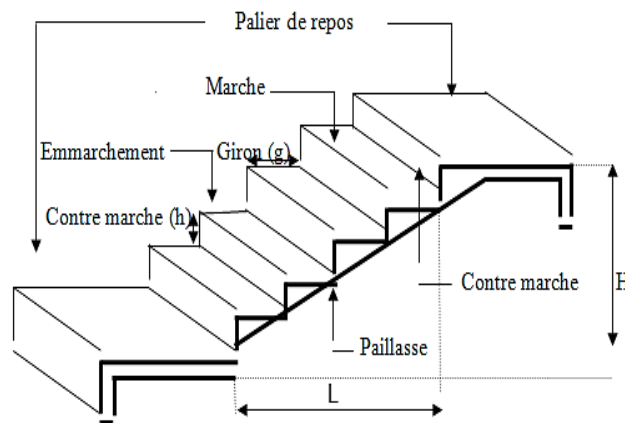


Figure III.12:Schéma d'un escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \dots \dots \dots (1)$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient

$$g + 2 h = 64 \dots \dots \dots (2)$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \dots \dots \dots (3)$$

$$(n - 1) g = L \dots \dots \dots (4)$$

La hauteur de la volée : $H_v = H/2$

a) Différents schémas statiques :

➤ Type 1 : (RDC).

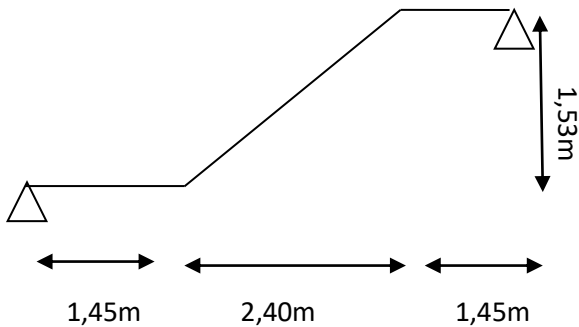


Figure III.13:Schéma statique

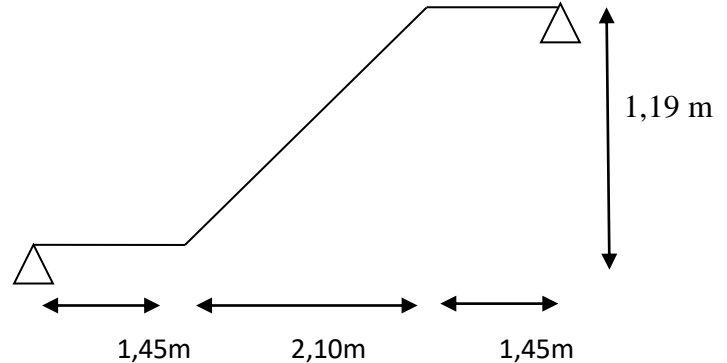


Figure III.14:Schéma statique de volée II

III.6.2 Étude de volée I de type :

➤ Notation :

- n = nombre de contre marches
- (n-1)= nombre de marches
- h= la hauteur de la marche
- g= giron
- H = hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs
- L = portée en plan de la volée
- En remplaçant (3) et (4) dans (2), nous obtenons :

$$64 n^2 - n (64 + 2H_v + L) + 2H_v = 0$$

➤ Exemple de calcul :(RDC):

➤ Volée I et III de type 1 et Volée I et II de type 2 :

Hauteur RDC : H=4 m

Ceci implique $64n^2 - 377.06n + 400 = 0$

La solution : $n_1 =$ est refusée, la solution finale $n_2 = 9$

➤ Finalement :

Le nombre des contremarches : n = 8

Le nombre des marches n-1 = 8

Alors : $h = 17 \text{ cm}$ $g = 30 \text{ cm}$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

e : épaisseur de la paillasse

e : $L_p (1/30 ; 1/20) \longrightarrow$ longueur de paillasse

➤ **Angle d'inclinaison :**

$\text{tg } \alpha = 0,56 \longrightarrow \alpha = 29,25$

Soit : $e_p = L_p (1/30 ; 1/20) \longrightarrow L_p$: longueur de palier

$L_p = L / \cos \alpha = 240 / 0,87 = 275,86 \text{ cm} \longrightarrow e_p = (9,20; 13,79) \longrightarrow e_p = 15 \text{ cm}$

➤ **Détermination de l'épaisseur du palier :**

Soit : $e_p = L_p (1/30 ; 1/20) \longrightarrow L_p$: longueur de palier

$L_p = L / \cos \alpha = 145 / 1 = 145 \text{ cm} \longrightarrow e_p = (4,83; 7,25) \longrightarrow e_p = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (15 \leq h \leq 20) \text{ cm} \\ (22 \leq h \leq 20) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Toutes ces conditions sont vérifiées}$$

III.6.3 Descente de charges :

a-1) Paillasse :

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des charges appliquées sur le paillasse.

Chargement		Epaisseurs (m)	Poids surfaciques (Kg/m ²)	
Escaliers	1-	Carrelage horizontal (2cm)	$0,02 \times 22 \times 1$	0,44 KN/ml
	2-	Carrelage vertical (2cm)	$0,02 \times 22 \times \text{tg} \alpha \times 1$	0,25 KN/ml
	3-	Mortier de ciment horizontal (2cm)	$0,02 \times 20 \times 1$	0,40 KN/ml
	4-	Mortier de ciment vertical (2cm)	$0,02 \times 20 \times \text{tg} \alpha \times 1$	0,22 KN/ml
	5-	Poids propre de la paillasse (15cm)	$0,15 \times 25 / \cos \alpha \times 1$	4,30 KN/ml
	6-	Poids propre de la marche	$0,17 \times 22 / 2$	1,87 KN/ml

	7-	Enduit en plâtre	15x0,02/cosα	0,34 KN/ml
➤ Charge permanente totale G =7,38 KN/ml ➤ Charge d’exploitation Q =2,50 KN/ml ➤ ELU =14,31 KN/ml ➤ ELS =10,32 KN/ml				

a-2) Palier :

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des charges appliquées sur le palier.

		Chargement	Epaisseurs (m)	Poids surfaciques (Kg/m ²)
Escaliers	1-	Carrelage (2cm)	0,02 × 22 × 1	0,44 KN/ml
	2-	Mortier de ciment (2cm)	0,02 × 20 × 1	0,40 KN/ml
	3-	Poids propre du palier (15cm)	0,15 × 25 × 1	3,75 KN/ml
	4-	Enduit en plâtre (2cm)	15x0,02/cosα	0,34 KN/ml
➤ Charge permanente totale G =4,93 KN/ml ➤ Charge d’exploitation Q =2,50 KN/ml ➤ ELU=10,41KN/ml ➤ ELS=7,43 KN/ml				

➤ **Étude de Volée I :**

➤ **Calcul à l’ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_{palier} \times (l_2) + q_{pailleasse} \times l_1}{l_1 + l_2}$$

$$q_{eq}^u = \frac{10,41 \times (1,45 + 1,45) + 14,31 \times 2,40}{(1,45 + 1,45 + 2,40)} \Rightarrow q_{eq}^u = 12,18 \text{KN/ml}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \cdot L^2}{8} = 42,75 \text{KN. ml}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0,85 \cdot M_0^u = 36,34 \text{KN. ml} \\ M_a^u = 0,40 \cdot M_0^u = 17,10 \text{KN. ml} \end{cases}$$

$$V_{\max}^u = \frac{q_{eq}^u \cdot L}{2} = 32,27 \text{KN}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$q_{eq} = \frac{q_{palier} \times (l_2) + q_{paillasse} \times l_1}{l_1 + l_2}$$

$$q_{eq}^{ser} = \frac{7,43 \times (1,45 + 1,45) + 10,32 \times 2,40}{(1,45 + 1,45 + 2,40)} \Rightarrow q_{eq}^{ser} = 8,74 \text{KN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \cdot L^2}{8} = 30,68 \text{KN. ml}$$

$$\begin{cases} M_t^s = 0,85 \cdot M_0^s = 26,08 \text{KN. ml} \\ M_a^s = 0,40 \cdot M_0^s = 12,27 \text{KN. ml} \end{cases}$$

$$V_{\max}^s = \frac{q_{eq}^s \cdot L}{2} = 23,16 \text{KN}$$

III .6 .4 calcul de ferrillage :

➤ **E.L.U :**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36,34 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,141 \leq 0,186$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa} ; \alpha = 0,19 ; \beta = 0,924$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{36340}{348 \cdot 0,924 \cdot 13,5} = 8,38 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{cal}} = 8,38 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \cdot 15}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$= \max \{1,5 \text{cm}^2; 1,63 \text{cm}^2\} = 1,63 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures finales:**

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = (8,38; 1,63) \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6T14 = 9,24 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 15 \text{cm}$

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17,10 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,066 \leq 0,186$$

$$A' = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa}; \alpha = 0,086; \beta = 0,97$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17100}{348 \cdot 0,97 \cdot 13,5} = 3,77 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{cal} = 3,77 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \cdot 15}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$= \max \{1,5 \text{cm}^2; 1,63 \text{cm}^2\} = 1,63 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures finales:**

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = (3,77; 1,63) \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 25 \text{cm}$

➤ **E.L.S :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

On va vérifier les contraintes suivantes \Rightarrow

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \cdot k \cdot y \cdot (d - y) \quad \bar{\sigma}_s \text{ (Fissuration)} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{C.V (Fissuration non préjudiciable)} \end{array} \right.$$

➤ **Centre de graviter:**

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

Pour $A_s = 7,91 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$

$$y = \frac{15 \times 7,91}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 7,91}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,61 \text{ cm}$$

➤ **L'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (4,61)^3}{3} + 15 \times 7,91 \times (13,5 - 4,61)^2 \Rightarrow I = 12642,9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{26,08 \times 10^3}{12642,9 \times 10} = 0,21 \text{ N/mm}^2$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,21 \cdot 46,1 = 9,50 \text{ MPa}$.

On a $\sigma_{bc} = 9,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Alors on garde le ferrailage calculé à l'ELU

➤ **En appui :**

On va vérifier les contraintes suivantes \Rightarrow

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \\ \sigma_s = 15 \cdot k \cdot y \cdot (d - y) \quad \bar{\sigma}_s \text{ (Fissuration)} \end{array} \right.$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{C.V (Fissuration non préjudiciable)}$

➤ **Centre de graviter:**

$$y = \frac{15 \times (A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_S + d' \times A'_S)}{7,5 \times (A_S + A'_S)}} - 1 \right]$$

Pour $A_S = 3,14 \text{ cm}^2$; $A'_S = 0$

$$y = \frac{15 \times 3,14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,14}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

➤ **L'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_S \times (d - y)^2 + A'_S (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (3,12)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2 \Rightarrow I = 6087,14 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{12,27 \times 10^3}{6087,14 \times 10} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,20 \times 31,2 = 6,35 \text{ MPa}$.

On a $\sigma_{bc} = 6,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Alors on garde le ferrailage calculé à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{32,27 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,24 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

Les marches se ferrailent constructivement avec : T10 et 8 .

➤ **Tableau de ferrailage**

Tableau III.12: Tableau récapitulatif de ferrailage des escaliers

	étages courants+ RDC	
Escalier	Volée I	Volée II
choix (travée)	6T14	6T14
choix (appuis)	4T12	4T12
espacement	e=15	e=15
A _R	T10	T10
Cadre	Φ8	Φ8

III.6.5 Etude de la poutre brisée:

La poutre palière sert d'encastrement au palier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

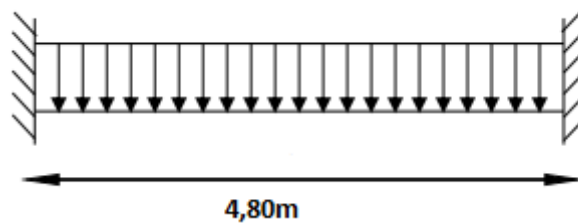


Figure III.15: Schéma statique de Poutre brisée

Pré dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre brisée se fait par les règles de BAEL91.

Critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \text{ On prend donc : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \text{ On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

• Vérification selon R.P.A 2024 :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $h/b < 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul des sollicitations :

- Poids propre de la poutre palière :

$$\text{ELU} : R_{pu} = 1.35 \times 0.3 \times 0.40 \times 25000 = 4050 \text{ N/ml.}$$

$$\text{ELS} : R_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 25000 = 3000 \text{ N/ml.}$$

- Réaction de la volée :

$$\text{ELU} : Q_{\text{eq,u}} \times \frac{L}{2} = \frac{32270 \times 5,30}{2} = 85515,5 \text{ N}$$

$$\text{ELS} : Q_{\text{eq,s}} \times \frac{L}{2} = \frac{23160 \times 5,30}{2} = 61374 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU :

$$M_t^u = \frac{q_u \times l^2}{20} = \frac{(85515,5 + 4050)4,80^2}{20} = 103180,608 \text{ N.m}$$

$$M_a^u = \frac{q_u \times l^2}{10} = \frac{(8551,55 + 4050)4,80^2}{10} = 20636,122 \text{ N.m}$$

Calcul à l'ELS :

$$M_t^s = \frac{q_s \times l^2}{20} = \frac{(3000 + 6137,4)4,80^2}{20} = 7415,885 \text{ N.m}$$

$$M_a^s = \frac{q_s \times l^2}{10} = \frac{(30000 + 6137,4)4,80^2}{10} = 14831,770 \text{ N.m}$$

Calcul du ferrailage :

- En travée à l'ELU :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b = 30cm ; h = 40cm et le calcul se fait à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{103,18 \times 10^3}{300 \times 360^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_u = 0.187 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}\right) = 0.262 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.262 \Rightarrow \beta = 0.90$$

$$A = \frac{103,18 \times 10^3}{0,98 \times 360 \times 348} = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{9,2|1,30\} = 9,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T14 = 9,24 cm²

• **En appuis l'ELU :**

$$\mu_u = \frac{20,64 \times 10^3}{300 \times 360^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_u = 0,037 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}\right) = 0,048 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times 0,048 \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{20,64 \times 10^3}{0,98 \times 360 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{1,68|1,30\} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T14 = 4,62 cm²

• **Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103,18}{74,16} = 1,39 \Rightarrow \alpha = 0,262 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \text{CV}$$

$$\text{En appui : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,64}{14,83} = 1,39 \Rightarrow \alpha = 0,048 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u,\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{(85515,5+4050)4,8}{2} = 214957,2 \text{ N/m}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{u,\max}}{b \cdot d} = \frac{214957,2}{300 \times 360} = 1,99 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left\{0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}\right\} \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u,\max} = 1,99 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 3,33 \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures transversales :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\min}\right) \leq 0.857 \text{ cm} \Rightarrow \phi t = 8 \text{ mm}$$

On adopte $\phi t = 4\phi 8$ de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversal :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{c28})} = \frac{201 \times 0.9 \times 235}{300 \times 1.15(1.99 - 0.3 \times 25)} \Rightarrow S_{t1} \leq -11.75 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 32,4 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_{t3}} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{201 \times 400}{300 \times 0.4} = 33.36 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.7 Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les niveaux d'un bâtiment, muni d'une cabine accessible aux personnes et se déplaçant verticalement. Mue généralement par un treuil à câble, la cabine est soutenue par un étrier se déplaçant le long de guides. Son fonctionnement est conditionné par des dispositifs de sécurité et géré par un automatisme. Les principaux composants de l'ascenseur sont les suivants :

- Le treuil de levage
- La cabine
- Le contre poids

Caractéristiques des ascenseurs :

Charges nominales : on distingue les charges suivantes (en kilogramme) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.

Vitesses nominales : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (m/s) Sont : 0,4 / 0,62 / 1 / 1,6 / 2,5.

Suivant la norme (NF. P82.208) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630 Kg pour une vitesse de 1,6m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suivies :

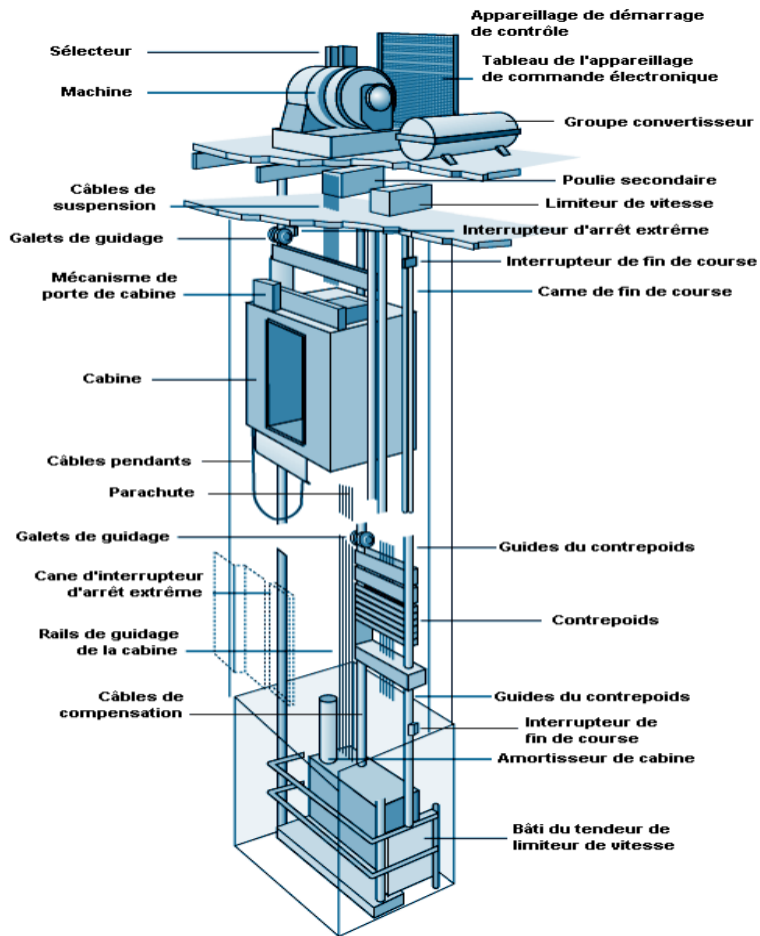


Figure III.16: Ascenseur

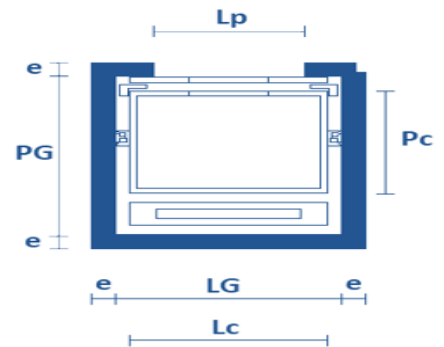


Figure III.17: Ascenseur dimensions de l'ascenseur.

Largeur de la cabine : $L_c = 1.40\text{m}$

Profondeur de la cabine : $P_c = 1.40\text{m}$

Largeur de la gaine : $LG = 1.50\text{m}$

Profondeur de la gaine : $PG = 2.10\text{m}$

Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{m}$

Largeur du passage libre : $L_p = 0.80\text{m}$

Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00\text{m}$

Calcul de la charge :

Charge permanente :

P_m : Le poids mort (poids des câbles, la cabine et accessoire).

1. La masse de la cabine :

- Surface latérale : $S_1 = (2 \times 1.4 + 1.4) \times 2.2 = 9.24 \text{ m}^2$
- Masse de la surface latérale augmentée de 10 % à raison de 11.5 Kg/m²

$$M_1 = 9.24 \times 1.1 \times 11.5 = 116.886 \text{ Kg}$$

2. La masse de plancher :

- Surface de plancher : $S_1 = 1.4 \times 1.4 = 1.96 \text{ m}^2$
- Masse du plancher à raison de 110kg/m² si la charge minimale est entre (675 Kg et de 2000kg).

$$M_2 = 1.96 \times 110 = 215.6 \text{ Kg}$$

3. La masse de parachute : $M_3 = 40 \text{ Kg}$

4. La masse des accessoires : $M_4 = 80 \text{ Kg}$

5. La masse de l'arcade : $M_5 = 60 + (80 \times 1.10) = 148 \text{ Kg}$

6. La masse des poulies de moulage : $M_6 = 2 \times 30 = 60 \text{ Kg}$

7. La masse de la porte de la cabine :

$$S_7 = 0.80 \times 2 = 1.60 \text{ m}^2$$

$$M_7 = 1.6 \times 25 + 80 = 120 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } P_m = \sum M_i = 780.486 \text{ Kg}$$

La masse de contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 780.486 + \frac{630}{2} \Rightarrow P_p = 1095.486 \text{ Kg}$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200 \text{ Kg}$

La masse des câbles :

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de mouflage (m) (deux brins), donc $m = 2$.

$$\begin{cases} C_r = C_r (\text{d'un câble}) \times n \times m & (1) \\ C_r = C_s \cdot M & (2) \end{cases}$$

- C_s : coefficient de sécurité qui doit être à la minimale égale à 12.
- M : La somme de la charge utile Q et le poids mort P_m .

Donc $C_r = 12 \cdot (630 + 780.486) = 16925.832 \text{ Kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câble qui est égale 0.85

$$C_r = \frac{16925.832}{0.85} = 19912.743 \text{ Kg}$$

La norme NFP 82-210 impose un rapport D/d entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'au moins égale à quel que soit le nombre de trous.

$$d = \frac{D}{45} \quad \text{Avec (D) variant de 400 à 800 mm}$$

D : Diamètre de poulie (**D = 550mm**)

d : Diamètre de câble.

$$\text{On prend : } \frac{D}{d} = 45 \Rightarrow d = \frac{550}{45} = 12.22 \text{ mm}$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc $n = 4$

La longueur de câble :

$$L_c = H_t - H_{\text{cabin}} = 24.48 - 2.2 + 6.6 \Rightarrow L_c = 28.88 \text{ m}$$

$$M_c = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0.515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 28.88 m

n : nombre des câbles = 4

$$M_c = 4 \times 28.88 \times 0.515 \Rightarrow M_c = 59.49 \text{ Kg}$$

$$\text{La masse totale : } M_t = M_c + P_m + P_p + P = 59.49 + 780.486 + 1095.49 + 1200$$

$$\Rightarrow M_t = 3135.462 \text{ Kg}$$

$$\text{Le poids total : } P_t = M_t \times g = 3135.462 \times 9.81 \Rightarrow P_t = 30758.882 \text{ N}$$

$P_t = 30.75 \text{ KN}$

Avec « g » : l'accélération de la pesanteur.

Charge d'exploitation ($Q = 6.30 \text{ KN}$)

$$ELU : Q_u = 1.35 \times 30.75 + 1.5 \times 6.30 = 50.96 \text{ KN}$$

$$ELS : Q_s = 30.75 + 6.30 = 37.05 \text{ KN}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart ($1/4$) de la charge totale.

$$ELU : Q_{up} = \frac{Q_u}{4} = \frac{50.96}{4} = 12.74 \text{ KN}$$

$$ELS : Q_{sp} = \frac{37.05}{4} = 9.26 \text{ KN}$$

Selon les règles (**BAEL.91**), on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{up} \leq Q'_u = 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U = V = 10 + 2 \times 8 = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

h_0 : Epaisseur de la dalle. $h_0 = 18 \text{ cm}$

$$Q'_u = 0.045 \times 1.04 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 140.4 \text{ KN}$$

$$Q_{up} = 12.74 \text{ KN} \leq 140.4 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation du moment dus aux charges concentrées :

Les moments M_1 et M_2 sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$, $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ avec $L_x = 1.95 \text{ m}$ et $L_y = 2.90 \text{ m}$

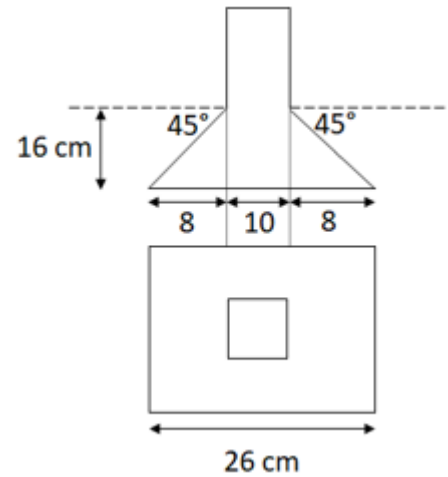


Figure III.18: schéma de poinçonnement.

Les moments dus aux charges concentrées :

Moment concentrée à un seul rectangle est :

$$M_{xr} = (m_1 + v \times m_2) \times P$$

$$M_{yr} = (m_2 + v \times m_1) \times P$$

Avec :

m_1 et m_2 : sont des coefficients donnés par l'abaque de (**PIGEAUD**)

v : Coefficient de poisson.

Et le moment total est la combinaison des moments correspond à chaque rectangle (figure IV.17)

$$M = M_a - M_b - M_c + M_d$$

Les distances des rectangles élémentaires sont :

- Le rectangle (a) : $U = 94$ cm ; $V = 94$ cm
- Le rectangle (b) : $U = 42$ cm ; $V = 94$ cm
- Le rectangle (c) : $U = 94$ cm ; $V = 42$ cm
- Le rectangle (d) : $U = 42$ cm ; $V = 42$ cm

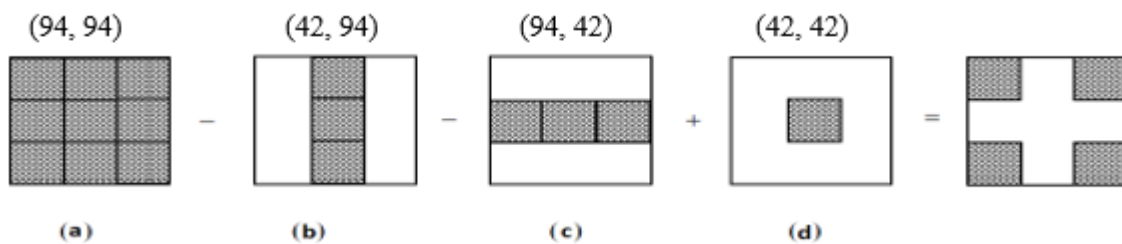


Figure III.19: Distances des rectangles des charges concentrées (U,V)

À L'ELU : ($v=0$) $\Rightarrow M_x = M_1 \times P$ et $M_y = M_2 \times P$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{2.90} = 0.67$$

$$P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{Q_{up}}{U.V} = \frac{12.74}{0.26 \times 0.26} = 188.46 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (a), (b), (c) et (d) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	U (m)	V (m)	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	m_1	m_2	S (m ²)	P (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
a	0.94	0.94	0.48	0.32	0.130	0.070	0.88	164.86	21.43	11.54
b	0.42	0.94	0.22	0.32	0.170	0.080	0.39	73.06	12.42	5.84
c	0.94	0.42	0.48	0.14	0.140	0.120	0.39	73.06	10.22	8.76
d	0.42	0.42	0.22	0.14	0.200	0.141	0.18	33.72	6.74	4.75

$$M_{x1} = 21.43 - 12.42 - 10.22 + 6.74 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11.54 - 5.84 - 8.76 + 4.75 = 1.69 \text{ KN.m}$$

Moments dues aux charges reparties (Poids propre +Chargement) :

Poids propre : $G = 0.18 \times 25 = 4.5 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge ultime : $q_u = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7.575 \text{ KN/m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{2.90} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\alpha = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.072 \\ \mu_y = 0.395 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0.072 \times 7.575 \times 1.95^2 = 2.073 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.395 \times 2.073 = 0.819 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 5.53 + 2.073 = 7.603 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1.69 + 0.819 = 2.509 \text{ KN.m}$$

Les moments retenus sont donc:

Sens (x) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 7.603 = 5.702 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 7.603 = 3.801 \text{ KN.m}$$

Sens (y) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 2.509 = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 2.509 = 1.254 \text{ KN.m}$$

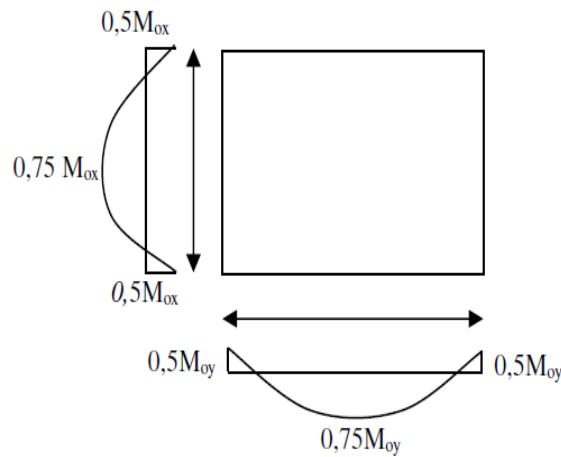


Figure III.20: Moment en appui et en travée

Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur.

Sens (x) :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{5.702 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.16} = 0.0153 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0153}\right) = 0.0192 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0192 = 0.992$$

$$A = \frac{5.702 \times 10^6}{0.992 \times 162 \times 347.82} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A = 1.02 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A = \max(1.02, 1.95) = 1.95 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 3T10 = 2.36 cm² > 1.95 cm²

• **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{3.801 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.16} = 0.0102 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}\right) = 0.0128 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.0128 = 0.994$$

$$A_s = \frac{3.801 \times 10^6}{0.994 \times 162 \times 347.82} = 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = \max(0.67, 1.95) = 1.95 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T10 = 2.36 cm² > 1.95 cm²

Alors les armatures conclues à l'ELU sont maintenues de même manière, on va calculer les armatures d'appui et les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Tableau III.14: les armatures calculées en travée et en appuis

		En travée	En appuis
Sens (x)	A _s calculée (cm ²)	1.02	0.67
	A _s choisie (cm ²)	3T10 = 2.36	3T10 = 2.36
Sens (y)	A _s calculée (cm ²)	0.33	0.22
	A _s choisie (cm ²)	3T10 = 2.36	3T10 = 2.36

Vérification d'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} \tag{0.1}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_y}{3}$$

• **Sens (x)**

$$V_{ux} = \frac{7.575 \times 1.95}{2} \times \frac{1}{1 + 0.0192/2} = 7.31 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{ux} = \frac{v_{ux}}{b \cdot d} = \frac{7.31 \times 10^3}{1000 \times 162}$$

$$= 0.045 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{ux} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$

$\tau_{ux} = 0.045 < \bar{\tau}_{ux} = 1.17 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Sens (y)**

$$V_{ux} = \frac{7.575 \times 2.9}{2} = 7.32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{ux} = \frac{7.32 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.045 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ux} \\ = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Chapitre IV :

Etude sismique

IV .1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus au moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période, de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

On utilise deux méthodes de calcul des structures sous charges sismiques.

Les règles parasismiques algériennes (RPA2024) préconisent trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Ces 3 méthodes sont expliquées dans les règles parasismiques algériennes **RPA2024**

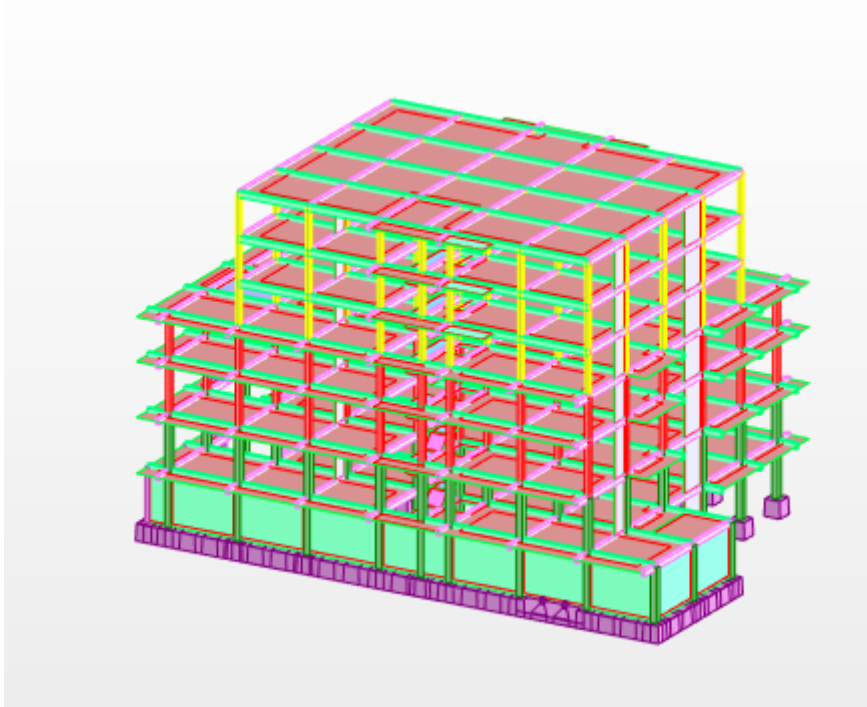
IV.4. Modélisation de la structure étudiée:

Figure IV. 1: Vue de structure 3D

IV.5. Conditions d'Application de la Méthode Statique Equivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

V.6. Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.7. Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse modal spectral

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.8 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.9 Méthode appliquée

Bâtiments non classés dans les autres groupes IA, I B ou 3 tels que : * Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m ; * Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc ; * Parkings de stationnement publics, etc.

Méthodes dynamiques :

a) la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.10 La modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ROBOT" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul

plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

D'après l'article 4.2.4 du RPA2024, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique (article 4.6 et 4.7).

$$T = CT \cdot h_N^{3/4} \qquad T = 0.05 \cdot 20.80^{3/4} = 0,487 \text{sec}$$

Avec : h_N : hauteur totale de la structure

Tableau IV. 1 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser			
T calcul < 1.3Tempirique	T0 = T calcul			
T calcul ≥ 1.3Tempirique	T0 = 1.3Tempirique			
	T calcul	T empirique	1.3Tempirique	T ₀
T _{0 calcul x}	0,96	0,487	0,63	0,63
T _{0 calcul y}	0,83	0,487	0,63	0,63

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 Eqn. (4. 1) :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T₀ ; T₀ : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

Commentaire : Le coefficient λ traduit le fait que, dans les bâtiments d'au moins 3 niveaux avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15%, à la masse totale du bâtiment

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »: $W = \sum_{i=1}^n W_i$, n'étant le nombre de niveaux

où: $W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2)

$\psi=0,3$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) (Table 4.2: page 80)

$W_i = 44802,70 \text{ KN}$

Spectre de calcul

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, QF. L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \begin{cases} AIS \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ AIS \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ AIS \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq T_3 \\ AIS \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & T_3 \leq T \leq 4.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) =$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g; • R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3. 18)) ;

- QF : facteur de qualité (cf. § 3.8).

Le coefficient de comportement de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le Tableau (3. 18) en fonction **du système de contreventement**. Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R, doit être utilisée pour chaque direction principale. La valeur de R, pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'Action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Ce coefficient de comportement, R, est corrigé par le facteur de qualité, QF (cf. Eqn. (3.26) et Tableau (3. 19)), qui permet de tenir compte du degré de régularité et de redondance du système de contreventement dans la phase de calcul de dimensionnement, qui suppose par ailleurs que les règles de qualité et d'exécution, propres à chaque matériau, et système ainsi que les dispositions constructives, des Chapitres VII à IX ainsi que des annexes E et F, sont strictement respectées

$$R_x = 4,5^b \text{ (Table 3.18: page 69)}$$

$$R_y = 4,5^b$$

Le facteur de qualité Q :**➤ Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 3.19 du RPA2024

Tableau IV. 2: Valeurs des pénalités (Pq).

Catégorie Critère, q		Pq	
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0,2
	3. Redondance en plan	0	0

$$Q_{F_x} = 1,25$$

Catégorie Critère, q		Pq	
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0,2
	3. Redondance en plan	0	0

$$Q_{F_y} = 1,25$$

Périodes caractéristiques (T1, T2, T3) :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 2024.

Tableau IV. 3: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones I, II et III)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
site: S ₁	1.00	0,05	0.25	1,2
site: S ₂	1.30	0,05	0.30	1,2
site: S ₃	1.55	0.10	0.40	1,2
site: S ₄	1.8	0.10	0.50	1,2

$$A = 0,15 \text{ (Table 3.3: page 51) Rpa 2024}$$

Coefficient d'importance, I

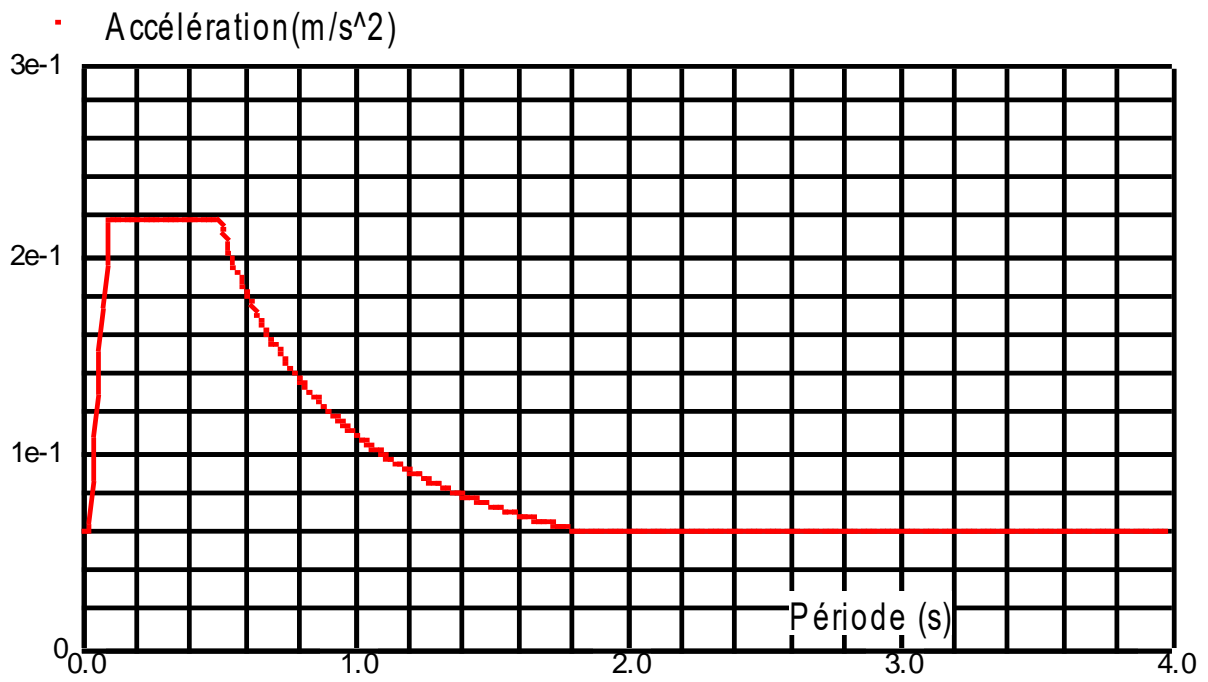
$$I = 1 \text{ (Table 3.11page 61) Rpa 2024}$$

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,06$$

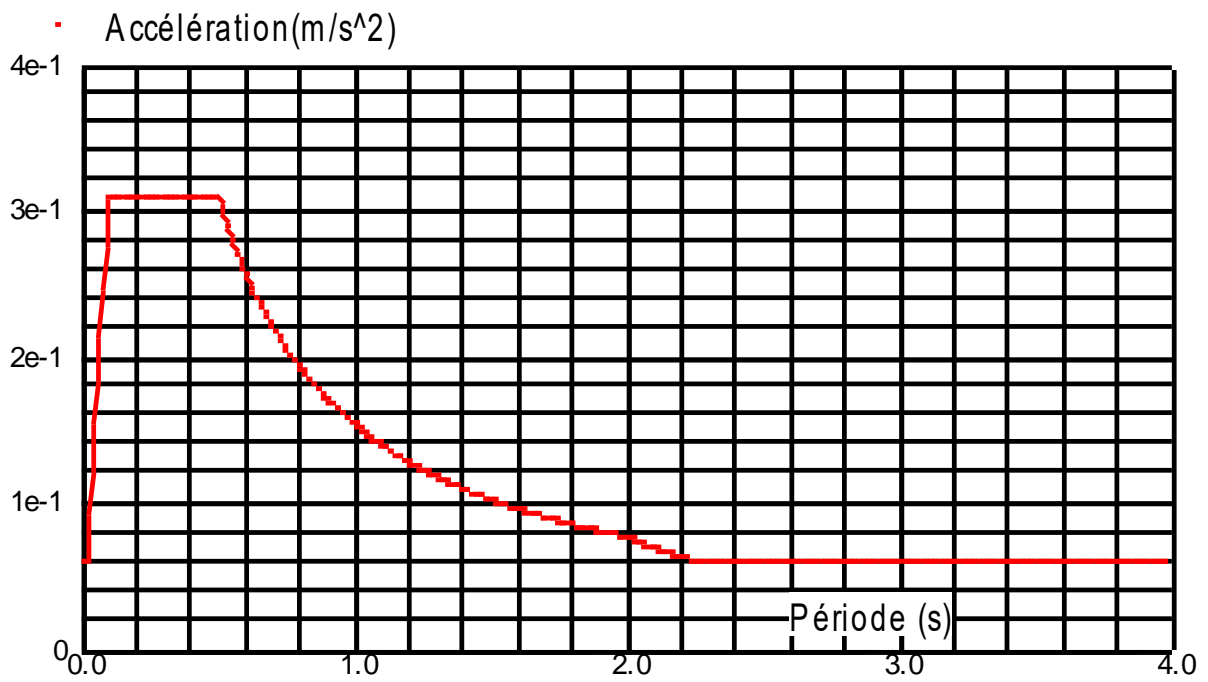
$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,08$$

Spectre de calcul

Suivent X



Suivent y



La force sismique totale:

$$V_X = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 0,06 \times 0,85 \times 44802,70 = 2284,94 \text{ KN}$$

$$V_Y = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 0,08 \times 0,85 \times 44802,70 = 3046,58 \text{ KN}$$

IV.11. Résultats trouvées par logiciel Robot 2019:

Action dynamique dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 2186,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{Dy} = 2645,74 \text{ KN}$$

Vérification de la force sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} > 0,8 \times V_x \quad 2186,76 > 1827,95 \text{ condition vérifier} \\ V_{Dy} > 0,8 \times V_y \quad 2645,74 > 2437,267 \end{array} \right.$$

IV.12 Calcul des déplacements:

Déplacements nodaux :

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D'après le RPA2024, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

- δ_k : Déplacement dû aux forces sismique E_i
- R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA2024 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les $0.015h_e$, (h_e est la hauteur libre de l'étage considéré). Il faut vérifier que : $\Delta k \leq \delta$

Tableau IV. 4: déplacements latéraux inters étages

étage	x-x		y-y	
	Δk	0,015 he	Δk	0,015 he
Entre sol	0	6	0,35	6
RDC	2,25	6	1,05	6
Etage 1	2,7	6	1,75	6
Etage 2	1,35	4,8	1,4	4,8
Etage 3	1,8	4,8	1,05	4,8
Etage 4	1,35	4,8	1,05	4,8
Etage 5	0,45	4,8	0,7	4,8

IV.13 vérification spécifiques:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

Tableau IV. 5: Tableau récapitulatif des résultats de vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Section du Poteau (cm ²)	N_d (KN)	V	$V \leq 0,35$
45 × 45	1615,05	0,32	C.V
40 × 40	932,27	0,23	C.V
35 × 35	518,49	0,17	C.V

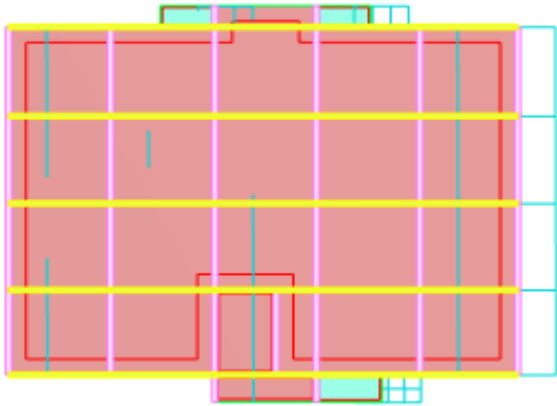


Figure IV. 2: Translation horizontal suivant le repère X-X(mode1)

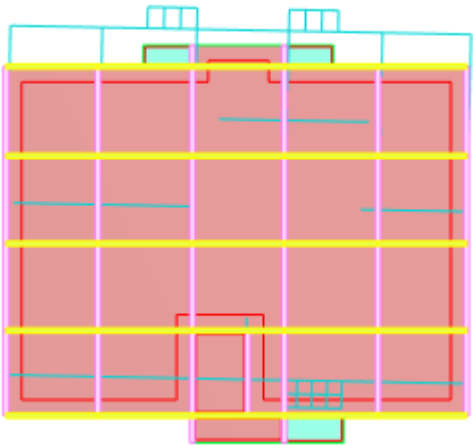


Figure IV. 3: Translation horizontal suivant le repère Y-Y(mode2)

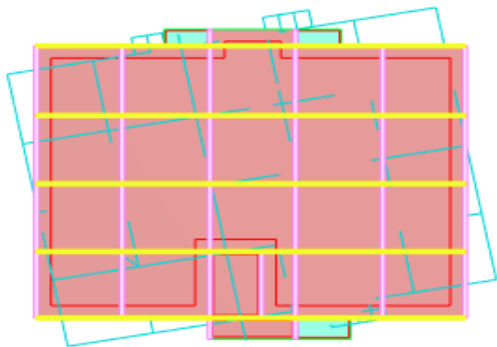


Figure IV. 4: Translation horizontal suivant le repère z-z (mode 3)

IV.13.1 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \text{ RPA2024}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du

Niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons

la combinaison

h_k: hauteur de l'étage « k »

- Sens longitudinal

Tableau IV. 6:Justification Vis-à-vis De l'effet P-ΔSens transversale.

Niveau	Pk cumulé	Δk (m)	Vk(t)	hk(m)	θ
Entre sol	9866,25	0	2186,8	4	0
RDC	8519,002	2,25	2144	4	0,02235
Etage 1	7972,374	2,7	1854,71	4	0,029015
Etage 2	7600,445	1,35	1520,47	3,2	0,021088
Etage 3	4502,759	1,8	1154,63	3,2	0,021936
Etage 4	4502,759	1,35	867,75	3,2	0,021891
Etage 5	2722,453	0,45	415,49	3,2	0,009214

Si $0,10 < \theta k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1- \theta k)$.

Si $\theta k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens transversale

Tableau IV. 7:Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.

Niveau	Pk	Δk (m)	Vk(t)	hk(m)	θ
Entre sol	9866,25	0,35	2645,75	4	0,003263
RDC	8519,002	1,05	2543,21	4	0,008793
Etage 1	7972,374	1,75	2181,54	4	0,015988
Etage 2	7600,445	1,4	1782,99	3,2	0,01865
Etage 3	4502,759	1,05	1357,87	3,2	0,010881
Etage 4	4502,759	1,05	1046,93	3,2	0,014112
Etage 5	2722,453	0,7	513,65	3,2	0,011594

IV.13.2 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale

Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales. Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

ETAGE	Vx(KN)	Fx(KN)	h(m)	Mr (KN.m)	W(KN)	Xg (m)	Ms (KN.m)	Mr	Vérification
Entresol	1961,08	1782,29	4	7 129,16					
RDC	1916,6	142,59	8	1 140,72					
Etage 1	1644,07	279,78	12	3 357,36	44266,38	17,31	766251	14 347,192	53,41
Etage 2	1356,5	20,31	15,2	308,71					
Etage 3	1038,88	58,01	18,4	1 067,38					
Etage 4	782,61	39,62	21,6	855,79					
Etage 5	397,07	19,68	24,8	488,06					

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$

Tableau IV. 8: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens X-X.

• **Sens Transversal:**

-**DONC** : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens

Tableau IV. 9: Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens Y-Y.

ETAGE	Vx(KN)	Fx(KN)	h(m)	Mr (KN,m)	W(KN)	Xg (m)	Ms (KN,m)	Mr	Vérification
Entresol	2483,25	2367,24	4	9 468,96					
RDC	2381,08	1134,26	8	9 074,08					
Etage1	2027,17	1279,86	12	15 358,32	44266,38	10,61	469666,3	59 605,5120	7,88
Etage2	1656,48	359,73	15,2	5 467,896					
Etage3	1272,11	629,17	18,4	11 576,728					
Etage4	997,61	400,95	21,6	8 660,52					
Etage5	2768,29	311,95	22,44	7 000,16					

1) Etude thermique :

Introduction :

Le règlement BAEL 91 exige une vérification par une étude pour toute une structure ayant des dimensions en plan supérieur à 25m, dans des régions sèches et à forte exposition à la température.

Notre bâtiment a des dimensions en plan supérieur à 25 m qui impose une vérification par une étude thermique exigée par le règlement, donc en plus de contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux. Notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

➤ **Combinaisons utilisés (Etude thermique) :**

Situation durable et transitoire :

$$ELU : \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q + 0.8 T \end{array} \right.$$

$$1.35G + 1.35T + Q$$

$$\text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q + 0.6T \\ G + Q + T \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + E + 0.75Q \\ G + E + 0.5T + 0.65Q \end{array} \right.$$

Effet de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers une augmentation sensible de la température engendre une dilatation de tous les éléments de la structure d'un bâtiment de même une chute de température provoque un raccourcissement de ces éléments (les éléments exposés à l'air libre).

Sous l'effet de cette température l'eau liée avec les grains solides va se transformer en vapeur, l'augmentation de la vapeur va créer une pression au centre de l'élément exposé, tandis que les contraintes thermiques atteignent aussi des valeurs élevées, alors que l'effort normal va élever aussi sur la section transversale de l'élément cette dernière peut atteindre et dépasser la résistance à la traction du béton.

Donc il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation dans tous les 25 m et cela en respectant les normes d'exécution soit prendre en compte dans les calculs l'effet de la température.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est assez uniforme, donc c'est principalement l'évolution de la température à l'extérieur qui doit être prise en considération, elle peut être schématisée par une variation journalière autour d'une moyenne évoluant elle-même de façon cyclique sur un an.

Dans notre cas (bâtiment) on ne tient compte pas l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$, seule la variation uniforme qui nous intéresse.

Le comportement du béton est schématisé comme suit :

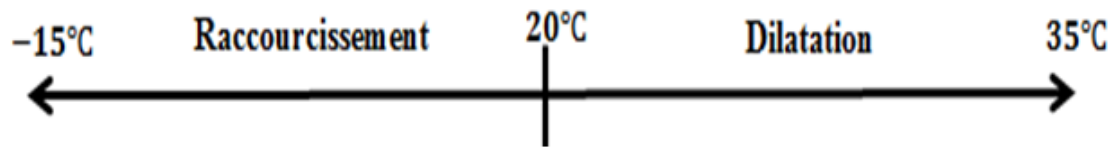


Figure IV-6 une représentation schématique du comportement du béton

20°C : Température ambiante du béton.

15°C : Température minimale pour la zone de mascara.

35°C : Température maximale pour la zone de mascara.

Ces valeurs sont données par le CBA99 [A.3.1.3.3].

Le CBA99 propose une fraction α dépend de la structure définie ci

$$\text{Après } \begin{cases} L < L_{max} & \rightarrow \alpha = 0 \\ L_{max} < L < 1.25L_{max} & \rightarrow \alpha = \frac{4L}{L-L_{max}} \\ L > L_{max} & \rightarrow \alpha = 1 \end{cases}$$

$$L_{max} > 25m$$

$$L_x = 39,35m ; L_y = 28,75m ; = 1$$

ΔT : Variation uniforme de la température

$$\Delta T = 35 - 20 = 15^\circ\text{C} \text{ Pour la dilatation.}$$

$$\Delta T = -20 - 20 = -40^\circ\text{C} \text{ Pour le raccourcissement}$$

IV.14.

Conclusion

Au vu des résultats obtenus dans le cadre de cette étude dynamique, nous pouvons affirmer que le bâtiment est correctement dimensionné et apte à résister aux sollicitations extérieures, notamment les actions sismiques, à condition que le ferrailage soit exécuté conformément aux prescriptions techniques.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments structuraux, portiques (poteaux –poutres) et voiles, sont des éléments réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments de la structure, nous avons utilisé le logiciel d'analyse des structures **ROBOT** qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Portiques :C'est un assemblage de poteaux et poutres.

a- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

b- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ...), et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent aux fondations .Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.

V.2 Ferrailage des portiques :

V.2.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions due aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de **RPA 2024** et **BAEL 91**.

	<i>Combinaisons fondamentales</i>		<i>Combinaisons accidentelles</i>
	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>	
Poutres	G +Q	1,35G +1,5Q	<i>RPA 2024</i>
Poteaux	G +Q	1,35G +1,5Q	
	BAEL 91	BAEL 91	

Les différentes combinaisons.

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : effet de séisme.

Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel de **ROBOT**.

a- Ferrailage des poutres :

La section d'armatures imposées par **RPA2024**:

1-Armatures longitudinales :

$A_{\min} = 5 \%$ de la section de béton.

$A_{\max} = 4 \%$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \%$ en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

50. φ en zone I et II et III.

60. φ en zone IV, V VI.

2- Armatures transversales :

$$A_t = 0,003. S. b.$$

Avec:

b : la largeur de la section.

S : espacement des armatures transversales.

D'après RPA 2024 :

- $S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$ avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des barres longitudinales

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

$$S' \leq \frac{h}{2} \text{ avec}$$

$$S' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

h : la hauteur de la poutre.

Evaluation des moments pour les différents types des poutres :

Type des poutres : On distingue les types des poutres suivantes :

* **Poutre principale :** PP (30 x 45) cm^2

* **Poutre secondaire :** PS (30 x40) cm^2 .

Tableau V. 4 : Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.

	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T_{max} (KN)
	M_u^t	M_s^t	M_{acc}^t	M_u^a	M_s^a	M_{acc}^a	
PP	77,82	55,46	131,74	-104,66	-74,26	-140,25	105,37
PS	62,37	44,59	23,75	-69,70	-49,79	-100,13	78,03

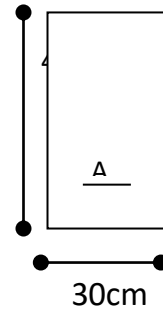
Calcul de ferrailage :

Prenons la poutre principale de section (30 x 45) cm² comme

Exemple de calcul.

Ferrailage :

***En travée :**



1-ELU :

$$M_u^t = 77,82 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{77,82 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,20} = 0,114 \leq 0,392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,94 \quad ; \quad \alpha = 0,152$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77,82 \times 10^3}{0,94 \times 40 \times 348} = 5,96 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6,75 \text{cm}^2$$

Le choix : 3T16+3T14 A= 10,65cm²

2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}. \end{array} \right.$$

- fissuration peu nuisible.

- flexion simple.

- Acier FE 400.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{77,82}{55,46} = 1,40$$

$$\alpha = 0,152 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

***En appuis :**

1-ELU :

$$M_u^a = 104,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{104,66 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,20} = 0,154 \leq 0,392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0,210 \quad \beta = 0,92$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{104,66 \times 10^3}{0,92 \times 40 \times 348} = 8,21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 8,21 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T16+3T14 A= 10,65 cm²

2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \\ \text{- flexion simple.} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Acier FE 400.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{104,66}{74,76} = 1,40$$

$$\alpha = 0,21 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{Condition vérifiée} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Donc les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$c- \boxed{\dot{\alpha} \cdot d \tau_u \leq \tau_u}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3,33 ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{105,37 \times 10^3}{300 \times 400} = 0,88 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,88 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPA}$$

➤ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varphi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow$$

$$\varphi_t \leq \min(12,86; 1,6; 3).$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Le choix : $4\varphi 8 \Rightarrow A_t^{cal} = 2 \text{ cm}^2$.

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

1- D'après BAEL 91 :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,9 \times 2 \times 235 \times (1+0)}{30 \times 1,15 \times (0,88 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 5,16 \text{ cm} ; K=1 \text{ -flexion simple.}$$

$$\delta_{t2} = \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(36 ; 40) = 36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin\alpha} = \frac{2 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 39,17 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

2- D'après RPA 2024 :

*-Dans la zone nodale : $\left\{ S = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\varphi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\varphi_l\right) \right. \longrightarrow S = 10 \text{ cm}$

*-Dans la zone courant : $\left\{ \begin{array}{l} S' \leq \frac{h}{2} \\ S' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_l\right) \end{array} \right. \longrightarrow S' = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales imposées par RPA2024 :

$$A_t = 0,003. S. b = 0,003. 15. 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{rec}} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm. Zone VI. Pour : } L_{\text{rec}} = 70 \text{ cm.}$$

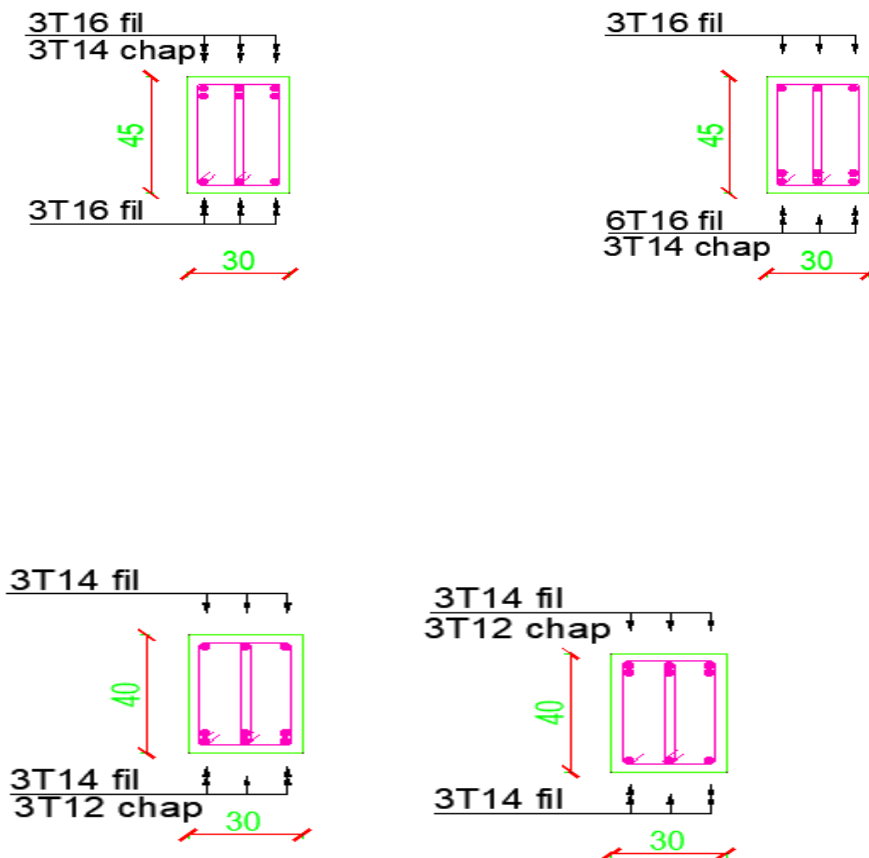
$$L_{\text{rec}} = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm. Zone VI. Pour : } L_{\text{rec}} = 80 \text{ cm}$$

Le tableau ci-dessus c'est :

Type	Section	Travée	M (KN.m)	μ	α	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA}	A_{min}	$A(max)$	Le ch oi x
		Appui								
Poutres principales	30x45	travée	77,820	0,114	0,152	5,96	6,75	1,45	6,75	3T 16 +3 T1 4
		appui	104,660	0,154	0,210	8,21			8,09	3T 16 +3 T1 4
P- Secondaires	30x40	travée	62,370	0,120	0,160	5,47	6	1,27	6	3T 14 +3 T1 2
		appui	69,700	0,134	0,180	6,17			6,17	3T 14 +3 T1 2

Tableau V. 5: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Figure V. 2 : ferrailage des poutres secondaires



V.3 Ferrailage des poteaux :

La section d'armatures imposées par RPA2024 :

1-Armatures longitudinales :

$A_{\min} = 0,8 \%$ en zone I et II.

$A_{\min} = 0,9\%$ en zone III.

$A_{\min} = 1 \%$ en zone IV, V et VI.

$A_{\max} = 4 \%$ en zone courante.

$A_{\max} = 8 \%$ en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de barres longitudinales, de diamètre ϕl , est de:

50. ϕ en zone I,II et III.

60. ϕ en zone IV,V et VI.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
20cm en zone I,II et III.

15 cm en zone IV,V et VI.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent..

Les longueurs à prendre en compte pour

chaque barre sont données dans la figure :

$$L_{cr} = \max\left(\frac{L_c}{6}; 1,5h_c; 60cm\right).$$

$$b_l = 45 \text{ cm.}$$

$$h_l = 45cm. \text{ La section de poteau.}$$

$$h_e = 4m$$

$$L_{cr} = \max\left(\frac{400}{6}; 1,5 \times 45; 60 \text{ cm}\right).$$

$$L_{cr} = 70cm.$$

$$L_{cr} = 70cm ; \text{ pour } h = 45cm.$$

$$L_{cr} = 2b = 90cm ; \text{ pour } b = 45cm.$$

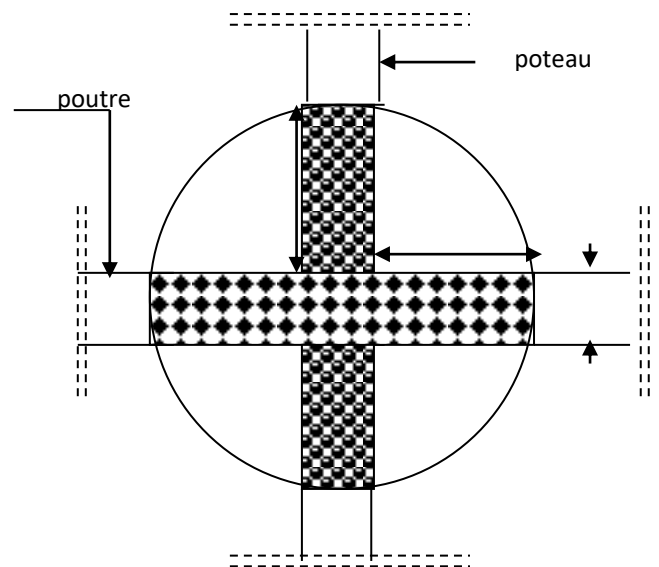


Figure V, 2:Schéma de la zone nodale.

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA2024**) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

Avec :

A_t : section droit ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

p_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture

$$p_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau. = $\left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c}\right)$

Où :

h_c, b_c : dimensions de la section droit du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau

t : l'espacement des armatures transversales :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} t \leq \min(10\phi_l ; 12,5 \text{ cm}) : & \longrightarrow \text{en zone I, II et III.} \\ t \leq \min\left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone IV, V, et VI.} \end{cases}$$

$$\text{Dans la zone courante : } \begin{cases} t' \leq 15\phi_l : & \longrightarrow \text{en zone I, II et III.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone IV, V, VI.} \end{cases}$$

-la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

Si - $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si - $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si - $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Evaluation des sollicitations pour les poteaux :

	<i>Les sections.</i>	45x45	40x40	35x35	30x30
ELU	N_{max}	2564,30	1751,03	1034,32	70,13
	M_{corr}	182,40	105,93	98,52	12,50
ELS	N_{corr}	1825,41	1246,35	731,02	50,49
	M_{max}	129,65	75,77	66,71	8,95
ACC	N_{corr}	1657,21	935,13	563,03	211,83
	M_{min}	170,60	148,07	89,77	15,23
	T_u^{max}	175,75	38,77	18,10	1,02

Tableau V. 6: Tableaux des sollicitations pour les différents poteaux.

Calcul de ferrailage :

Pour poteau :(45x45) cm².

1-ELU :

$$N_{max} = 2564,30\text{KN} ; M_{corr} = 182,40\text{KN.m.}$$

1-1)-l'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{182,40}{2564,30} = 0,071\text{m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm} ; \frac{400}{250}\right\} = \max\{2 \text{ cm} ; 1,60\} = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^3}{10000.h} (2 + \alpha.\varphi) ; L_f = 2,80 ; \text{et } \varphi = 2. \text{ et}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{182,40}{1,5 \times 129,65}\right) = 0,62$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,80^3}{10000 \times 0,45} \times (2 + 0,62 \times 2) = 0,047 \text{ m}.$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = (0,071 + 0,02 + 0,047) = 0,14 \text{ m}.$$

1-2)-L'effort de compression centré maximal supporté par le béton :

$$N_{b \max} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 450 \times 450 \times 14,20 = 2875500 \text{ N}.$$

1-3)-Coefficient de remplissage: Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{2564,30 \times 10^3}{2875500} = 0,89$$

$$\Psi_1 \leq 0,89 \quad ; \quad \xi = \frac{e_t}{h} = \frac{0,14}{0,45} = 0,31$$

1-4)-Calcul de coefficient: χ

$$\chi = 1,32 \cdot [0,4 - (0,4 - \xi) \cdot \Psi_1] \Rightarrow \chi = 1,32 \cdot [0,4 - (0,4 - 0,31) \times 0,89] = 0,42$$

$0 \leq \chi = 0,42 \leq 0,81$ La section est entièrement comprimée et il n'y a pas d'acier inférieur

$\Rightarrow A_s$, mais seulement d'acier supérieur A'_s .

$$A'_s = 0$$

2-ACC

$$N_{acc} = 1657,21 \text{ KN} \quad ; \quad M_{acc} = 170,60 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{170,60}{1657,21} = 0,11 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{4} = \frac{0,55}{4} = 0,11 \text{ m}$$

$$e_s = 0,11 \leq \frac{h}{4} = 0,11 \text{ m} \text{ la section est entièrement comprimée.}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0,11 + 0,02 + 0,047 = 0,18 \text{ m}$$

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = (45 \times 10) \times (45 \times 10) \times 17,71 = 3586275 \text{ N.}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_{acc}}{N_{b \max}} = \frac{1657,21 \times 10^3}{3586275} = 0,45$$

$$\Psi_1 = 0,46 \leq 0,81 \quad \text{et} \quad \Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \cdot \Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12 \cdot \Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,46}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,46})} = 0,15$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,15 \times 0,45 = 0,066 \text{ m}$$

$$e_{NC} = 0,066 \leq e_t = 0,18 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif :

$$M_u^{fictif} = M_{acc} + N_{acc} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 170,60 + 1657,21 \times (0,4 - 0,225) = 460,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^{fictif}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{460,61 \times 10^3}{45 \times 40^2 \times 17,71} = 0,361 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,469$$

$$\beta = 0,81$$

$$A = 37,71 \text{ cm}^2.$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

On prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8 \times (45 + 45)}{100}\right) \rightarrow A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,009 \times b \times h = 0,01 \times 40 \times 45 = 18,225 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures finales :** $A_{dap} = \max(A_{BAEL}; A_{RPA}) \Rightarrow A_{dap} = \max(7,2; 18,225)$

types	A_s (RPA)	A_s (BAEL)	A_s (max)	choix
45x45	18,225	7,2	18,225	12T14

40x40	14,4	6,4	14,4	12T14
35x35	11,025	5,6	11,025	8T14
30x30	8,1	4,8	8,1	8T12

Tableau V.7 : les armatures de poteaux

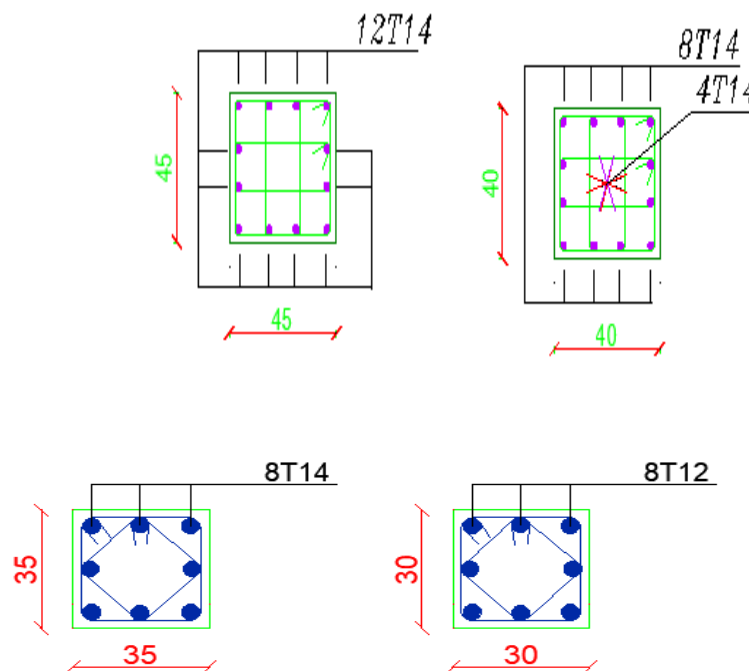


Figure V. 3 : ferrailage de poteaux

L'espace des armatures transversales des poteaux :

Zone sismique III

1-Dans la zone nodale :

Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_1; 12,5 \text{ cm}) : & \longrightarrow \text{en zone I, II et III.} \\ t \leq \min(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 6\phi_1) & \longrightarrow \text{en zone IV, V, et VI.} \end{cases}$

$$t \leq \min(10.1,4 ; 12,5 \text{ cm}) : t = 10 \text{ cm}$$

2-Dans la zone courante :

$$\text{Dans la zone courante : } \begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \longrightarrow & \text{en zone IV, V, VI.} \\ t' \leq \min(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l) \longrightarrow & \text{en zone I, II et III.} \end{cases}$$

$$t' \leq 15 * 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA2024**) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

L'élançement géométrique : λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,80}{0,45} = 6,22 > 3$$

L'effort tranchant max : V_u

$$V_u = 175,75 \text{ KN.m}$$

c- L'espace des armatures transversales : t

$$t = 10 \text{ cm}$$

d- Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale : f_e

$$f_e = 235 \text{ MPa..}$$

e- Hauteur totale de la section brute : h_1

$$h_1 = 400 \text{ mm..}$$

En remplace($V_u, h_1, f_e, t, \lambda_g$) dans (1) :

$$A_t = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e} \times t = \frac{175,75 \times 3,75 \times 10^3 \times 100}{450 \times 235} = 0,062 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\phi 8$.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{175,75 \times 10^3}{450 \times 400} = 0,98 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho d f_c 28 = 0,075 \times 25 = 1,88 \text{MPa}$$

⇒ Fissuration peu nuisible.

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

V.4 Etude des voiles :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E

Le ferrailage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

4.1. Ferrailage :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- ❖ $N > 0$ effort de compression
- ❖ $N < 0$ effort de traction

3. Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ **Ferraillage minimum :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

- En zone courante : $A_{min} = 0,5\% h \times b$

On devra disposer le ferraillage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

- Remarque :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5cm; 6\phi_l\right)$$

Ou : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive en outre $\phi_l \geq 12mm$.

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingles au mètre carré (m²). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60 \phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI.
- $50 \phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right) \text{ avec : } \bar{v} = 1,4v_u$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par eg.(7.40) et celle des barres existantes .

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$

a. Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max(50; \min\left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100\right))$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

b. Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right)$$

c. Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t = \min(30cm, 1.5b)$$

d. Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{ij}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de betonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k \\ f_{ij}^* = \min\{f_{ij}; 3,3MPa\} \end{cases}$$

Remarque : le ferrailage sera calculé pour une bonde de 1mètre de largeur.

➤ Ferrailage minimum :

-Armatures minimales :

➤ Selon le **BAEL91** :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right]$$

$$A_{min} = \max \left[\frac{0.2 \times 100 \times 15}{100}; \frac{8 \times (100 + 15)}{100} \right] = \max[3; 9,2] \Rightarrow A_{min} = 9,2 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le **RPA2024** :

✓ En zone courant :

$$A_{min} = 0,5 \% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0,5\% (15 \times 100) = 7,50$$

$$\Rightarrow A_{min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

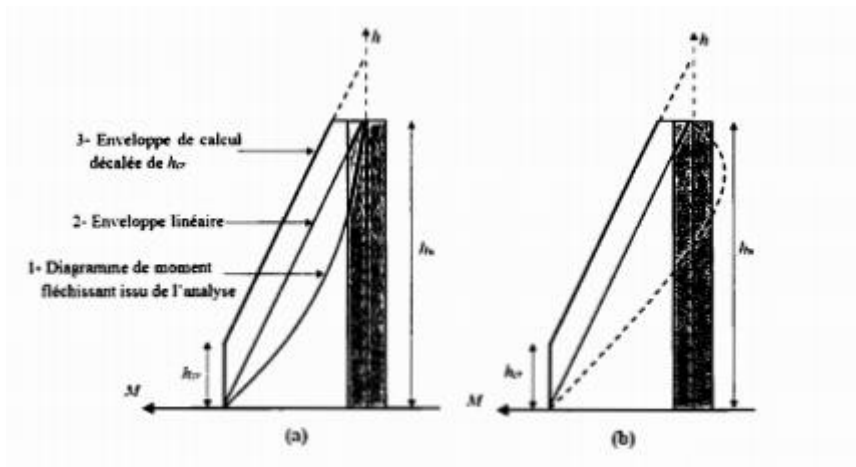


Figure V.4: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

$$h_{cr} = \max(l_w; \frac{h_w}{6}) = \max(2,45; \frac{24,8}{6}) = 4,13 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq 2h_{cr} \quad \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}$$

h_{cr} est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;

h_w : est la hauteur totale du voile

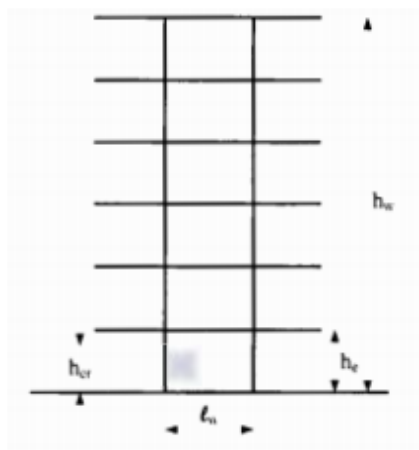


Figure V. 5: Zone critique a la base du voile

La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.

La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $a \cdot \left(\frac{h_w}{3}\right)$.

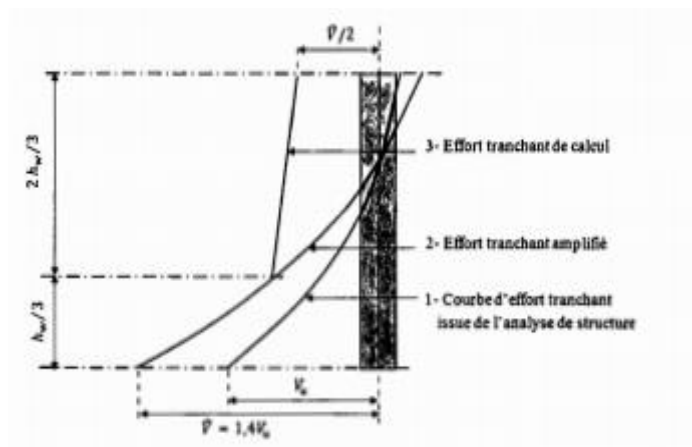
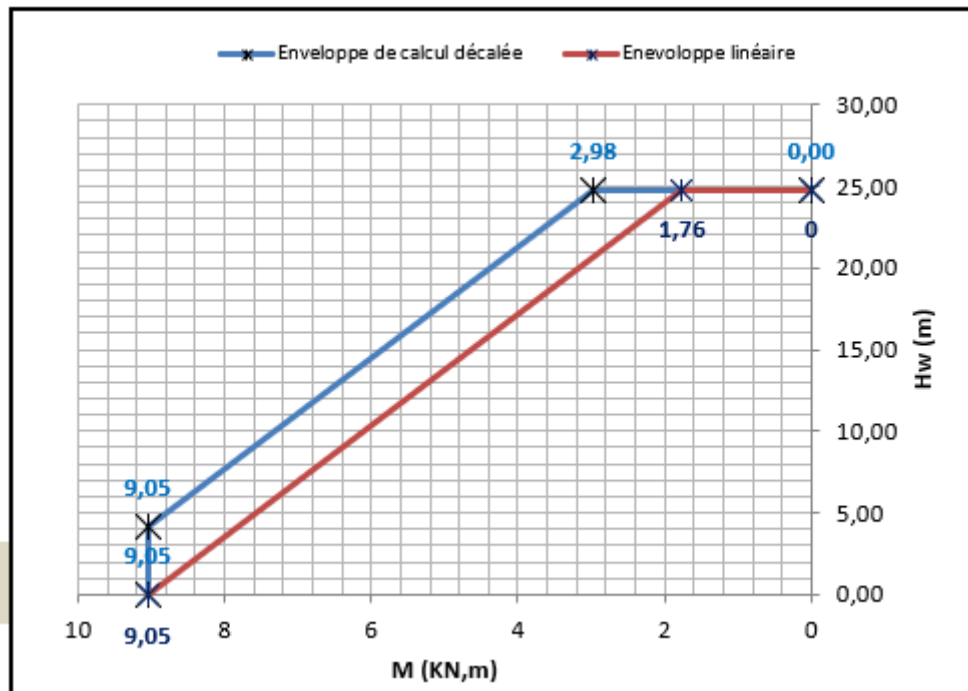


Figure V. 6: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes a contreventement mixte



➤ **Calcul du Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions :

Verticalement :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

➤ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$:**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 2024** ($A_{min} = 0,5 \% \cdot e \cdot L$).

➤ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$:**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction.

$$F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) \frac{L}{2} e$$

D'où la section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.50\% \cdot e \cdot L$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min} = 0.50\% \cdot e \cdot L$ on ferraille avec A_v .

➤ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent :**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot e$$

D'où la section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.5\% \cdot e \cdot L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min} = 0.5\% \cdot e \cdot L_t$ on ferraille avec A_v .

VI.4.3.1- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile :

$h = 4 \text{ m}$; $L_w = 2,45 \text{ m}$; $b_w = 15 \text{ cm}$.

Les sollicitations :(situation accidentelle)

➤ $M = 9,95 \text{ KN.m}$

➤ $N = 559,38 \text{ KN}$

Caractéristiques géométriques :

$$\Omega = L \cdot e = 4 \times 0,15 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0,15 \times 4^3}{12} = 0,8 \text{ m}^4$$

1- Ferrailage Armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{559,38 \times 10^3}{600000} + \frac{9,95 \times 10^6 \times 2000}{0,8 \times 10^{12}} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{559,38 \times 10^3}{600000} - \frac{9,95 \times 10^6 \times 2000}{0,8 \times 10^{12}} = 0,91 \text{ MPa} \Rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas } (\sigma_1, \sigma_2) > 0$$

Alors : La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 2024** ($A_{\text{min}} = 0,5 \% \cdot e \cdot l$).

➤ Armature minimale du RPA24 :

$$A_{\text{RPA}} = 0,50\% \cdot b \cdot h = 0,50\% \times 15 \times 100 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **7T12** $\Rightarrow s_t = 15 \text{ cm}$

● Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.29) :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \text{ (Eqn 7.29) RPA 2024}$$

\bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1,4 V_{u,\text{calcul}}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités.

S : espacement.

❖ Calcul :

$$V_u = 1520,03 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 1520,03 = 2128,04 \text{ KN}$$

Longueur confinée (L_c) :

$$L_c \geq \max(0.15 L_w ; 1.5 b_w)$$

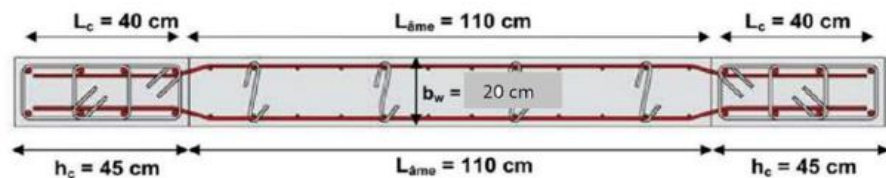
L_w : longueur du voile ;

b_w : Longueur de l'âme du voile

Donc :

$$L_c \geq \max(0.15 \times 2,45 ; 1.5 \times 15) ;$$

Alors : $L_c = 40 \text{ cm}$;



Pour la distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités.

$$Z = h - 2 \times \left(\frac{L_c}{2}\right) = 150 - 45 = 105 \text{ cm}$$

Exemple d'application :

RPA :

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2128,04 \times 10^3}{150 \times 3600} = 3,94 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4,37 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_t}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} = \frac{15 \times 2128,04}{105 \times 400} = 0,76 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow **On adopte** : $A = 5,50 \text{ cm}^2$; 7 T10 \Rightarrow pour une Bonde de 1 ml.

Avec : un espacement $S \leq 1,5 \cdot e$ ($e : 20 \text{ cm}$) ; $S \leq 30 \text{ cm}$, En prend $S = 15 \text{ cm}$.

a. Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{15} \text{ avec } L_f = 0,7l_0 = 280 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{280}{5,77} = 48,52 < \bar{\lambda} = 50$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

✓ Longueur de recouvrement :

$L_r = 5\phi$ D'après le RPA2024 (zone III)

$$L_r = 50 \times 1,2$$

Soit : $L_r = 60 \text{ cm}$

V.5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait l'étude des éléments structuraux, on a calculé le ferrailage des poteaux et les poutres, et nous avons le vérifiés avec la règle de **B.A.E.L91** et **RPA2024**.

Chapitre VI :

Etude l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ce sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol. De plus il ne faut pas qu'il y'ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs de fondations, ce qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adopte le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VI.2 Paramètre pris en compte dans le choix des fondations

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI.3 Classification des fondations :

- Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))
- Fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

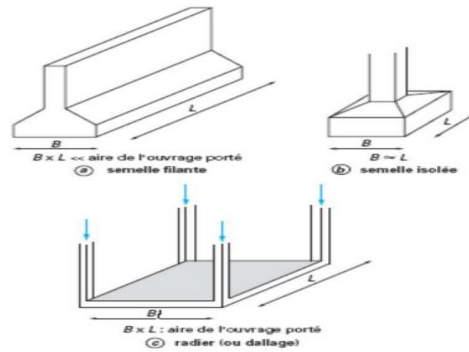


Figure VI :1 Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))

VI.3.1 Combinaisons de calcul des fondations :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA 2024**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + wQ \pm 1.4E1$$

$$G + w.Q \pm 1.4E2$$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

Figure VI : 1 Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on

Section 1.01 **adoptera le type de semelle convenable.**

Section 1.02 **7.4.2 Choix du type des semelles :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

Avec : (A, B): Dimensions de la semelle isolées

N: Effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol = 2 bars

On a : $a = b \Rightarrow A = B \Rightarrow a / b = A / B = K = 1$

Avec a et b dimensions de la section droite du poteau.

L'effort normale de la section la plus sollicitée obtenue par le logiciel ROBOT est :

N max = 58225,67KN

On doit vérifier la contrainte dans le poteau par l'égalité 7.1

$$\frac{N_{max}}{S_{semelle_{sol}}} \Rightarrow S_{semelle} \leq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Donc : } S_{semelle} = 291,13 \text{cm}^2$$

On a la surface du bâtiment est :

$$S_{bâtiment} = 1027,57 \text{m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{Bâiment}} = \frac{291,13}{1027,57} = 0,2833$$

La surface totale des semelles isolées représente 29% de la surface du bâtiment.

. 3 Dimensionnement des semelles filantes

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol est égale $\sigma_{sol}=2$ bars.

Pour dimensionner une semelle filante, nous déterminons les efforts agissant à partir du programme Robot. Les semelles seront dimensionnées sous un effort de compression. Le dimensionnement se fait à l'ELS.

A) Calcul la largeur B

$$B \geq \frac{\sum Ni}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{9673,17}{27,15 \times 2} = 178,14 \text{ cm}$$

On prend **B = 200cm**

B) Calcul la hauteur h

La hauteur de la semelle est : $h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{200-45}{4} + 5 = 43,75$ cm

On prend **h = 45 cm**

C) Vérification de la longueur élastique

Il faut vérifier que : $L_{\max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2}$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times B}} = 3,14 \text{ m}$$

E : module d'élasticité du béton: 2000000 Kg/cm²

K : coefficient de raideur du sol : 3,20 Kg/cm²

I : moment d'inertie de la semelle : $B \times h^3 / 12$

B : la largeur de la semelle.

L_{\max} : longueur maximal entre les poteaux = 5,55m

$$L_{\max} = 5,55 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 7,54 \text{ m} \implies \text{Condition vérifiée donc la semelle est rigide.}$$

D) Calcul du poids

➤ Poids du remblai

$$N_r = (H - h) (B \times L - b \times a) \times \gamma_r = 1010 \text{ KN}$$

➤ Poids de la semelle

$$N_s = h \times b \times L \times \gamma_b = 124,88 \text{ KN}$$

E) Vérification de stabilité de la semelle :

$$G + wQ \pm 1.4E1$$

$$G + w.Q \pm 1.4E2$$

$N_t = 5594,08\text{KN}$; $M_t = 94,41 \text{ KN.m}$

$e = \frac{M_t}{N_t} = 0,017\text{m} < \frac{L}{6} = 0,93\text{m}.....$ La stabilité est assure et la répartition des

contraintes est trapézoïdal. $\sigma_{\text{moy}} = (1 + \frac{3e}{L_t}) \times \frac{N_t}{B \times L_t} = 1,60 \text{ bars}$

$\sigma_{\text{moy}} = 1,6\text{bars} < \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}.....$ C.V

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI .1 : Résultat du calcul pré dimensionnement de la semelle.

Largeur de la semelle	B	2 m
Hauteur de la semelle	h	0,45m
Largeur du libage	b	0,45 m
Hauteur du libage	H	1,10 m
Largeur du poteau	a	0,45 m

Tableau VI.2 : Résultat du calcul de la semelle.

Poids volumique du béton	ρ	25 KN/m ³
Poids volumique du remblai	γ	17 KN/m ³
Capacité portante du sol	σ_s	200 KN/m ²
Profondeur d'ancrage	D	2,1 m
Charge linéaire résultante	Q_{ser}	1509,33 KN/ml
Excentricité	e	0,35 m

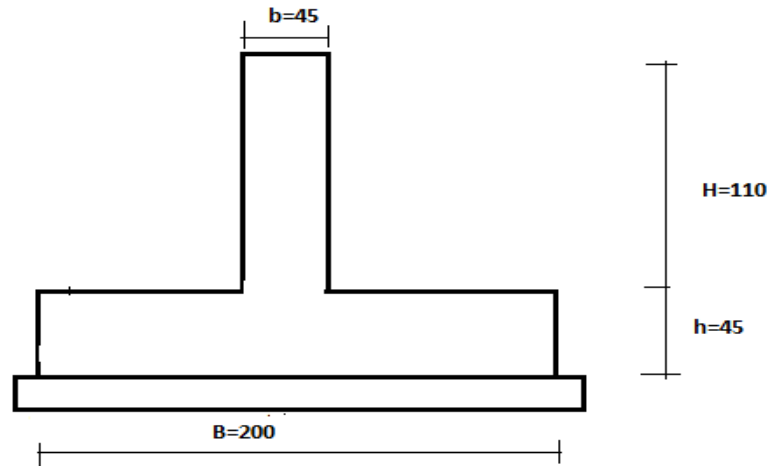


Figure VI.2 : Dimension de la semelle.

.4 Ferrailage des semelles filantes

$$M_u = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{0,20 \times 55^2}{2} = 30802,5 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30802,5}{200 \times (40)^2 \times 14,2} = 0,0068$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0085 ; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30802,5}{0,997 \cdot 40 \cdot 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{max} \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \max \left\{ \frac{200 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 40 \times \frac{2,1}{400} \right\}_{min}$$

$$A_{min} = \max\{9; 4,83\} = 9 \text{ cm}$$

• Armature finale :

$$A_{tx} = \max(A_u, A_{min}) = \max(2,22 ; 9) = 9 \text{ cm}^2$$

Choix : 12T12 = 13,56 cm²

Tableau VI.3 : Pré dimensionnements et le ferrailage des semelles.

Semelles	Pré dimensionnements		Ferrailage	
	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	Longitudinal	Transversal
SF1	200	45	12T12	10T12
SF2	220	45	10T12	10T12
SF3	180	40	12T12	12T12
SF4	210	45	5T12	5T12
SF5	190	40	10T12	10T12
SF6	140	45	10T12	10T12

VI.4 Etude de libage

Le libage a pour effet de raidir la semelle et permet de remédier aux légers tassements différentiels. Ce libage est constitué par une poutre comportant des armatures longitudinales et des armatures transversales.

On prend comme dimension : $b = 45 \text{ cm}$, $h = 110 \text{ cm}$

$$M_t = 523,88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -294 \text{ KN.m}$$

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera comme suit :

Ferrailage longitudinal:

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{523880}{45 \times (99)^2 \times 14,2}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_u = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{523880}{0.96 \times 99 \times 348} = 15,91 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{max} = \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \text{ax} \left\{ \frac{45 \times 110}{1000}; 0.23 \times 45 \times 99 \times \frac{2.1}{400} \right\}_{min}$$

$$A_{min} = \max\{4,95; 5,38\} = 5,38 \text{cm}$$

- **Armature finale :**

$$A_{tx} = \max(A_u, A_{min}) = \max(15,91 ; 5,38) = 13,53 \text{ cm}^2$$

Choix : 9T16 = 18,09 cm²

- **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{294000}{45 \times (99)^2 \times 14,2}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_u = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{294000}{0.975 \times 99 \times 348} = 8,75 \text{cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{max} = \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \text{ax} \left\{ \frac{45 \times 110}{1000}; 0.23 \times 45 \times 99 \times \frac{2.1}{400} \right\}_{min}$$

$$A_{min} = \max\{4,95; 5,38\} = 5,38 \text{cm}$$

- **Armature finale :**

$$A_{tx} = \max(A_u, A_{min}) = \max(8,75 ; 5,38) = 8,75 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm²

VI.5 Etude de longrine :

D'après les recommandations du RPA les longrines auront les dimensions minimales (25x30) cm². sites de categorie S2 et S3

On prend la section de longrine (30x35) cm².

- ✓ **Condition imposée par le RAP2024 :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$(F = \pm \alpha \cdot (A \cdot S) \cdot N) > 20 \text{kN}$$

Avec N:force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravite apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

$$\alpha = 0,3$$

Le ferrailage doit être de 0,6% de la section, avec des cadres dont l'espacement est 15 cm à 20 cm.

$$A_{\min} = \frac{0,6 \times 30 \times 35}{100} = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \mathbf{6T14} = 9,24 \text{ cm}^2$$

E spacements des cadres : $St = 15 \text{ cm}$.

VI.6 Etude du voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité suffisante de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre la fondation et le plancher haut du sous-sol. Le voile périphérique fonctionne comme une dalle encastree sur quatre appuis, linéairement chargé et son encastrement est assuré par le plancher haut du sous, sol, les poteaux et les fondations. Son hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau de base de la superstructure. Conformément au règlement parasismique Algérien (RPA 2024), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les sens horizontal et vertical.

VI.6.1 Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimensions $(2,86 \times 5,60) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q_t = \gamma_{sol} \cdot h_e \cdot k_a$$

Où :

γ : Poids volumique des terres: $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

k_a : Coefficient de poussée des terres : $k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

φ : Angle de frottement de la terre ;et pour un terrain sans limons et argiles : $\varphi = 30^\circ$

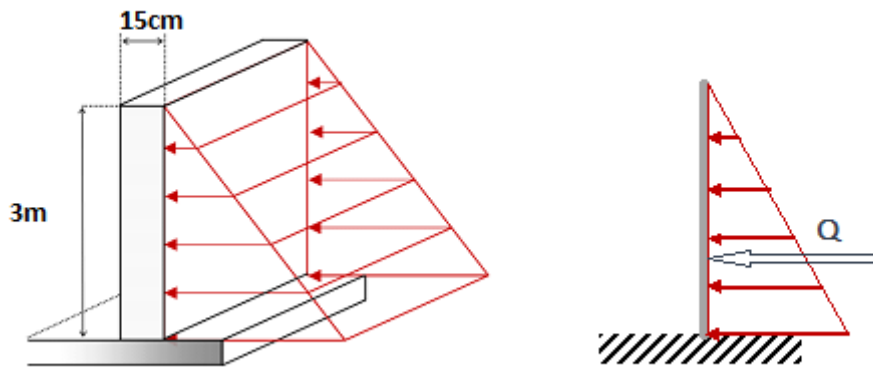


Figure VI.3: Schéma du voile périphérique sous pression des terres.

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = k_a = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$q_{\text{terre}} = \gamma_{\text{sol}} \cdot h_e \cdot k_a = 18 \times 3 \times 0,333 = 17,82 \text{ kN/m}^2$$

La contrainte engendrée par la poussée du remblai P est donnée : $q_{\text{surchage}} = k_q P$

Avec :

K_q : Coefficient de poussée des surcharges.

$$K_q = k_a = 0,333$$

p : Surcharge d'exploitation $p = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{\text{surchage}} = 0,333 \times 2,5 = 0,83 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.2 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml de mur voile, pour les deux états limites suivants :

E.L.U :

$$q_u = 1,35 q_{\text{terre}} + 1,5 q_{\text{surchage}} = 1,35 \times 17,82 + 1,5 \times 0,8325,29 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_s = q_{\text{terre}} + q_{\text{surchage}} = 17,82 + 0,83 = 18,65 \text{KN/ml}$$

VI.6.3 Méthode de calcul:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : est la petite portée de la dalle.

L_y : est la grande portée de la dalle.

$$\rho = \frac{3}{5,55} = 0,54.$$

On a : $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux directions X, Y

Moment isostatique :

Le moment selon le sens X'-X :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

Le moment selon le sens Y'-Y :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Moment fléchissant :

En travées : $M_t = 0,75 \times M_0$

En appuis : $M_a = 0,5 \times M_0$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI.4: Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Le panneau considéré	127	ELU	ELS
----------------------	-----	-----	-----

Lx (m)		3	
Ly (m)		5,55	
ρ		0,54	
μ_x		0,0908	0,0948
μ_y		0,2500	0,4050
Moment isostatique	M_{0x} (KN.m)	20,67	15,91
	M_{0y} (KN.m)	5,17	6,44
Moment en travée	M_{tx} (KN.m)	15,50	11,93
	M_{ty} (KN.m)	3,88	4,83
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	-10,34	-7,95
	M_{ay} (KN.m)	-2,58	-3,22

VI.6.4 Calcul du ferrailage :

Calcul d'une section rectangulaire ($b \times e$) avec $b=100\text{cm}$ et $e=15\text{ cm}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :

$$A_{\text{smi}} = 0,1\%b \cdot h = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 15 = 1,50 \text{ cm}^2$$

a) Sens X-X :

En travée :

$$M_{\text{tx}}^u = 15,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{tx}}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{15,500 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,06 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées} (A' = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,078$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,078) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{\text{s cal}} = \frac{M_{\text{ax}}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{13,50 \times 10^{-3}}{0,13 \times 348} \right) \times 10^4 = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} \text{ et } A_{s \text{ min}}) = 3,41/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } 6\mathbf{T12} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

En appui :

$$M_{ax}^u = 10,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées} (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,051$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,051) = 0,1322 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_{tx}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{10,34 \times 10^{-3}}{0,1322 \times 348} \right) \times 10^4 = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} \text{ et } A_{s \text{ min}}) = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } 6\mathbf{T12} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VII.6.5 Vérification à l'état limite service (ELS) :

$$\checkmark \text{ Pour le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\text{Ou bien : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- ✓ Pour l'acier : aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

a) Sens X-X :

En appui :

$$M_{ax}^s = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,34}{7,95} = 1,30, \quad \alpha = 0,051 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,40 \Rightarrow \text{C.V}$$

En travée :

$$M_{tx}^s = 11,93 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,50}{11,93} = 1,30, \quad \alpha = 0,078 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,40 \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.6.6 Vérification de l'effort tranchant :

Pour que l'effort tranchant soit vérifié il faut:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{25,29 \times 10^3 \times 3}{2} = 37941,75N$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{37941,75}{1000 \times 135} = 0,28MPa \leq \bar{\tau} = 2,5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.7 Conclusions

D'après la modélisation qui a été faite par logiciel Robot 2014, nous avons opté un ferrailage :

- Ferrailage de semelle filante : 10T12.
- Ferrailage de libage : 6T14.
- Ferrailage de longrine : 6T14

CONCLUSION:

Dans le projet de fin d'études, nous avons traité le thème : " Dimensionnement d'une structure en béton armé implanté dans une zone moyenne sismicité".

L'objectif principal de ce travail était d'acquérir des compétences en conception et en dimensionnement des structures en béton armé, tout en tenant compte des actions sismiques selon la réglementation parasismique algérienne RPA 2003 version 2008.

À travers cette étude, nous avons pu appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre parcours universitaire, notamment en matière de calcul des éléments porteurs et secondaires, en respectant les normes de sécurité et de résistance.

Le travail a été réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analyses, ce qui nous a permis de modéliser la structure, d'analyser les efforts internes, et de dimensionner les différents éléments (poteaux, poutres, dalles, voiles, semelles, etc.).

Cette expérience nous a permis de mieux comprendre les exigences du métier d'ingénieur en génie civil, notamment dans le domaine des structures en béton armé et de la résistance aux séismes.

Enfin, ce projet a renforcé notre esprit de rigueur, notre autonomie et notre capacité à travailler en équipe, qualités indispensables pour notre future carrière professionnelle.

Bibliographie

● Les documentations :

- Règles parasismiques algériennes (RPA 2024).
- Calcul des ouvrages en béton armé
- Les règles (B.A.E.L-91).
- Le Code du Béton Armé Algérien (C.B.A 93).
- Document technique réglementaire [D.T.R B.C.22].
- Des mémoires précédentes.

● Les logiciels utilisés :

- ROBOT 2010
- AUTOCAD 2011