



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

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : matériaux et structures (M&S)

Thème

Etude d'un bâtiment R+11+Sous sol a usage
d'habitation et commercial contreventé par
un système mixte (voile+portique)

Encadreur : Mme. LAOUBI

Jurys:

Mr SADAOUI
Mr BOUROUBA

Réalisé par :

Mr. BOUCHAKEL Djebbar
Mr. DJAFRI Hassib

Promotion 2015/2016

REMERCIEMENTS

En premier lieu nous tenons à remercier nos familles qui nous ont encouragé et soutenu durant notre parcours d'études.

Nous adressons nos remerciements à madame Kh.LAOUBI de nous avoir encadrer.

En fin, à tous nous amis et ceux qui ont aidé à terminer ce modeste travail.

Dédicace

*A mes chers parents.
A Mes chers frères et sœurs.
A tous mes amis.*

Djebbar.

*A mes chers parents.
A mes chers frères et sœurs.
A mes oncles et tantes.
A tous mes amis.*

Hassib.

Liste des figures

Figure I.1 Diagramme des contraintes -déformations du béton	
Figure I.2 Diagramme des contraintes –déformations du calcul a l'ELS	
Figure I.3 Diagramme contrainte- déformation de l'acier a l'ELU.....	
Figure II.1 disposition des poutrelles.....	
Figure II.2 Schéma d'une poutrelle	
Figure II.3 Dalle sur quatre appuis	
Figure II.4 Dalle sur trois appuis	
Figure II.5 escalier sous sol.....	
Figure II.6 schéma statique de l'escalier sous sol.....	
Figure II.7 volée encastrée avec poutre brisée.....	
Figure II.8 schéma de l'escalier sous sol	
Figure II.9 escalier RDC vers 1 ^{er} étage.....	
Figure II.10 Schéma d'escalier d'étage RDC (volée1)	
Figure II.11Schéma de l'escalier d'étage RDC (volée2)	
Figure II.12escalier des étages	
Figure II.13 schéma de l'escalier d'étage	
Figure II.14 palier console	
Figure II.15 acrotère	
Figure II.16 hauteur libre d'étage	
Figure II.17 section de poteau	
Figure II.18 les poteaux les plus sollicités	
Figure II.19 schéma du poteau le plus sollicité P1	
Figure II.20 schéma du poteau le plus sollicité P2	
Figure III.1 Schéma statique d'une poutrelle a deux travées	
Figure III.2 schéma statique d'une poutrelle a plusieurs travées.....	
Figure III.3 évaluation des efforts tranchants	
Figure III.4 dalle sur quatre appuis	
Figure III.5 schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	
Figure III.6 dalle sur trois appuis	
Figure III.7 schéma de ferrailage de balcon sur trois appuis	
Figure III.8 Schéma statique de l'acrotère	
Figure III.9 sollicitation de l'acrotère	

Figure III.10	Schéma de ferrailage de l'acrotère
Figure III.11	Schéma statique de la volée
Figure III.12	Schéma de ferrailage de la volée
Figure III.13	Schéma statique du palier.....
Figure III.14	Schéma de ferrailage du palier
Figure III.15	Schéma de ferrailage de la poutre brisée
Figure III.16	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage
Figure III.17	Schéma statique de la poutre palière.....
Figure III.18	Schéma ferrailage de la poutre palière.....
Figure III.19	schéma représentant de la surface d'impact.....
Figure III.20	calcul du périmètre au niveau de la feuille moyenne
Figure III.21	Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur
Figure IV.1	Disposition des voiles
Figure IV.2	Mode 1 (Translation suivant X)
Figure IV.3	Mode 2 (Translation suivant Y)
Figure IV.4	Mode 3 (Rotation autour Z).....
Figure V.1	Zone nodale.....
Figure V.2	Section de poteaux
Figure V.3	schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.4	schéma de ferrailage de la poutre principale RDC.....
Figure V.5	schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC
Figure V.6	schéma de ferrailage de la poutre principale des étages
Figure V.7	schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages
Figure V.8	voile simple.....
Figure V.9	voile composé
Figure V.10	déposition des armatures verticales (vue en plan)
Figure VI.1	schéma d'une semelle isolée.....
Figure VI.2	schéma d'une semelle filante
Figure VI.3	Schéma de poinçonnement
Figure VI.4	schéma de ferrailage du radier.....
Figure V.5	schéma de ferrailage de la nervure.....
Figure V.6	schéma de ferrailage du voile périphérique.....

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_c, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Liste des tableaux

Tableau I.1	caractéristiques architecturales du projet
Tableau I.2	les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser
Tableau II.1	évaluation des charges du plancher des étages
Tableau II.2	évaluation des charges sur les planchers en dalle pleine
Tableau II.3	Evaluation des charges sur le balcon
Tableau II.4	Evaluation des charges de la maçonnerie
Tableau II.5	Evaluation des charges des terrasses inaccessibles
Tableau II.6	évaluation des charges de la volée
Tableau II.7	évaluation des charges du palier
Tableau II.8	descente de charges sur le poteau le plus sollicité
Tableau II.9	comparaison de l'effort Nu des deux poteaux
Tableau II.10	vérification des poteaux a la compression simple
Tableau II.11	vérification au flambement des poteaux
Tableau III.1	évaluation des moments aux travées pour T1
Tableau III.2	évaluation des sollicitations aux appuis pour T1
Tableau III.3	évaluation des moments aux travées pour T2
Tableau III.4	évaluation des sollicitations aux appuis pour T2
Tableau III.5	évaluation des moments aux travées pour T3
Tableau III.6	évaluation des sollicitations aux appuis pour T3
Tableau III.7	évaluation des moments aux travées pour T4
Tableau III.8	évaluation des sollicitations aux appuis pour T4
Tableau III.9	les moments et les ferrailages des poutrelles
Tableau III.10	ferrailage des poutrelles
Tableau III.11	ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis
Tableau III.12	ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis
Tableau III.13	vérification de la flèche pour la dalle pleine sur trois appuis
Tableau III.14	Sollicitations et combinaisons d'action
Tableau III.15	sollicitations sur l'escalier
Tableau III.16	ferrailage de la volée
Tableau III.17	ferrailage du palier
Tableau III.18	ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple

Tableau III.19	section des armatures longitudinales de la poutre de chaînage
Tableau III.20	section d'armatures longitudinales de la poutre palière
Tableau III.21	résultats de calcul du ferrailage de la dalle de l'ascenseur
Tableau III.22	résultats de vérification des contraintes a l'ELS de la dalle de l'ascenseur
Tableau IV.1	Valeurs de pénalités P_q
Tableau IV.2	poids des éléments
Tableau IV.3	résumé des caractéristiques géométriques de la structure
Tableau IV.4	résultats de nœud mètre
Tableau IV.5	période et taux de participation
Tableau IV.6	charges verticales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.7	charges horizontales reprises par les portiques et voiles
Tableau IV.8	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
Tableau IV.9	Vérification des déplacements
Tableau IV.10	Vérification à l'effet $P-\Delta$
Tableau IV.11	Vérification de la résultante des forces
Tableau V.1	Armatures longitudinales max et min dans les poteaux
Tableau V.2	Armatures longitudinales
Tableau V.3	armature transversales
Tableau V.4	justification de l'effort normal réduit
Tableau V.5	justification des contraintes
Tableau V.6	Vérification des contraintes tangentielles
Tableau V.7	les sollicitations les plus défavorables
Tableau V.8	ferrailage longitudinale
Tableau V.9	Vérification des contraintes tangentielles
Tableau V.10	vérification de l'état limite de compression
Tableau V.11	vérification de la flèche pour les poutres
Tableau V.12	les moments résistants dans les poteaux
Tableau V.13	les moments résistants dans les poutres
Tableau V.14	Vérification de la zone nodale
Tableau V.15	récapitulation des efforts dans les voiles
Tableau V.16	ferrailage des voiles sens xx
Tableau V.17	ferrailage des voiles sens yy
Tableau V.18	vérification à l'effort tranchant des voiles selon x

Tableau V.19 vérification à l'effort tranchant des voiles selon y
Tableau VI.1 ferrailage eu radier
Tableau VI.2 vérification des contraintes dans le béton
Tableau VI.3 vérification des contraintes dans l'acier
Tableau VI.4 ferrailage des nervures
Tableau VI.5 vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton
Tableau VI.6 section des armatures du voile périphérique
Tableau VI.7 vérification des contraintes dans le voile périphérique

SOMMAIRE

Introduction :	01
Chapitre I : généralités	
▪ Description de l'ouvrage	01
▪ Règlements et normes utilisées.....	02
▪ Caractéristiques des matériaux.....	03
▪ Actions et sollicitations	07
Chapitre II : pre-dimensionnement des éléments	
▪ <i>Eléments non structuraux</i>	10
▪ <i>Eléments porteurs</i>	19
▪ <i>Evaluation des charges et surcharges</i>	21
Chapitre III : étude des éléments non structuraux	
▪ Planchers a corps creux.....	32
▪ Etude des Dalles pleines.....	51
▪ Acrotère.....	61
▪ Etude des escaliers.....	65
▪ Etude de l'ascenseur.....	59
Chapitre IV : étude dynamique	
▪ Méthode statique équivalente.....	85
▪ Méthode d'analyse modale spectrale	89
▪ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA	93
Chapitre V : étude des éléments structuraux	
▪ Poteaux.....	103
▪ Poutres	112
▪ Voiles	120
Chapitre VI : étude des fondations	
▪ Les fondations	126
▪ Les voiles périphériques.....	138
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des techniques qui visent à perfectionner le rendement et assurer la durabilité et la résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations dues à son poids propre, son exploitation et son environnement.

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+11+sous sol), qui regroupe à la fois des locaux de commerce et des logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles / portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le IV^e chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

I.1. Introduction

La reconnaissance des caractéristiques architecturales de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (ciment, granulats, acier...) est indispensable dans toute étude génie civil, ce sont des données sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude. A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment R+11 à usage multiple (parking au sous sol, locaux de commerce au rez-de-chaussée et des logements pour habitation dans les 11 étages).

Implanté à TAZMALT dans la wilaya de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité)

Délimité du nord par la cour intérieur du projet, du sud par la voie projetée du projet et une propriété privée, de l'est par une voie routière et une propriété privée et de l'ouest par une autre voie routière.

L'ouvrage concerné est de groupe d'**usage 2** selon le RPA.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques architecturales

Tableau I.1. *Caractéristiques architecturales du projet*

Hauteur total du bâtiment	$h_t = 42,42$ m (acrotère incluse)
Hauteur du sous sol	$h_{ss} = 3,74$ m
Hauteur du RDC	RDC = 4.42 m
Hauteur des étages	$h_{étg} = 3.06$ m
La longueur du RDC	$L = 30,45$ m
La largeur du RDC	$l = 16,45$ m
1 ^{er} étage	$L = 30,45$ m $l = 17,85$ m
Etages courants (2...10)	$L = 30,45$ m $l = 15,85$ m
11 ^{em} étage	$L = 30,45$ m $l = 14,55$ m

I.3.2 Contreventement

Notre ouvrage est situé à Bejaia (zone IIa) et sa hauteur totale est de **42.42** m (dépasse les 14 m) donc il ne doit pas être contreventé par des portiques auto stables on opte pour un système de contreventement mixte (voiles-portiques) **RPA99 article 4.1.2**

I.3.3 Éléments secondaires

Plancher : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur et le dégagement) le reste est en corps creux .

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher de la terrasse dans notre cas de 0.6m de hauteur.

Escalier : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place, dans notre cas on a des escaliers droits à deux volées.

Maçonnerie utilisés

- Les murs extérieurs (cloison et séparation entre les logements et les locaux) : sont réalisés en double parois sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs des logements : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents niveaux du bâtiment sans utiliser les escaliers(du sous-sol jusqu'au dernier étage).

I.4. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le **CBA93** (Code De Béton Armé).
- Le **RPA 99 révisée 2003** (Règlement Parasismique Algérien).
- Le **BAEL 91/révisé 99** (Béton Armé Aux Etats Limites).
- **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- **DTR-BC2.33.1** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites

Un état limite est un état au delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçu, on distingue deux types d'états limites :

I.5.1.ELU (état limite ultime)

Leurs dépassement entraînent la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

I.5.2 ELS (états limites de service)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité .ils correspondent aux vérifications suivantes :

- état limite de compression du béton.

- état limite d'ouverture des fissures.
- état limite de déformation.

I.6. Matériaux

I.6.1. Béton

a) Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables. **(BAEL 91 article A.1 .1)**

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

b) Les constituants du béton

▪ Le ciment

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

▪ Les granulats

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influencent la qualité du béton, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

▪ L'eau da gâchage

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

c) Dosage pour 1m³du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

d) Caractéristiques mécaniques**❖ Résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} .

Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa

❖ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

❖ Module de déformation longitudinale du béton

- A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

❖ Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de

déformation longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

(CBA Art A.2.1.3)

❖ Le module de déformation transversale du béton G

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

❖ Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

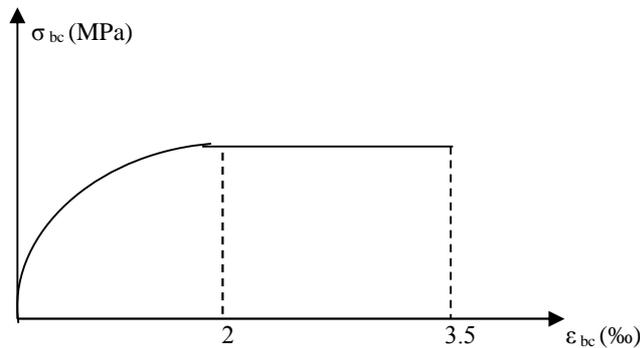


Figure.I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

Le diagramme (parabole-rectangle) ci contre est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à

$$\begin{cases} 2\text{‰} & : \text{en compression simple ou flexion composée avec compression.} \\ 3.5\text{‰} & : \text{en flexion simple ou composée.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & f_{bc} = 0.25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}). \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma \end{cases}$$

La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

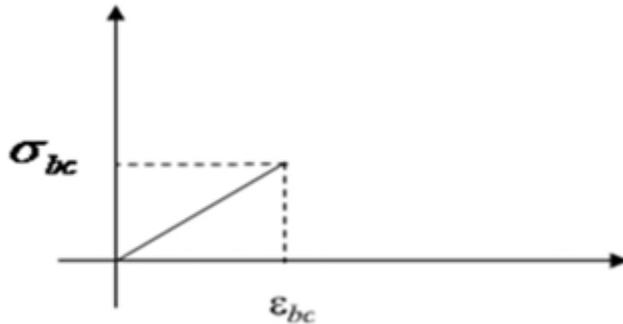


Figure I.2 diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS

▪ **La contrainte de cisaillement du béton**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm}$.

• **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

• **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.6.2. Aciers

1. **Définition**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence (HA)**: Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

2. **Caractéristiques mécaniques des aciers**

○ à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour le cas courant.} \\ 1 & \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa. Pour le cas de ce projet:

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

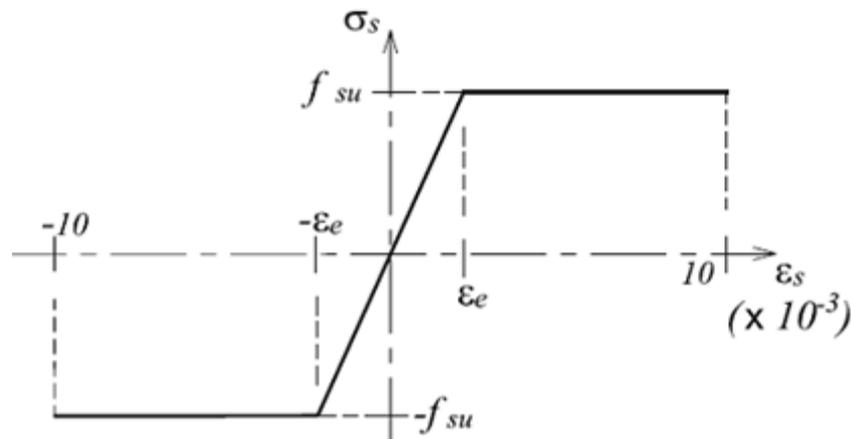


Figure I.3 Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

o à E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa} ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

d) Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e = h - d$

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

1) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

2) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées pendant l'exploitation.

3) Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

I.7.2. Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action:**a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93 (Art A**

3.1.3.1).

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas général} \\ 1.35 & \text{Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées} \\ & \text{ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation} \\ & \text{humaine).} \end{cases}$$

- **Situations accidentelles (Art. A.3.3.22 BAEL91)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

b) Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$
- **Situations accidentelles :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les poteaux des structures auto - stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.8 conclusion

Le tableau suivant résume les caractéristiques mécaniques des à utiliser dans ce projet

Tableau I.2 les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPA)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818,86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN	/
		240
176		

Les éléments non structuraux

II.1 : Les planchers

Définition : Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante : $h_t \geq L_{\max}/22.5$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max}=385-30=355\text{cm}$$

$$h_t \geq 355 / 22,5 = 15.77\text{cm} \quad (\text{CBA93 B .6.8.4.2.4})$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

✚ $h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

✚ $h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- *Critère de continuité* : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible

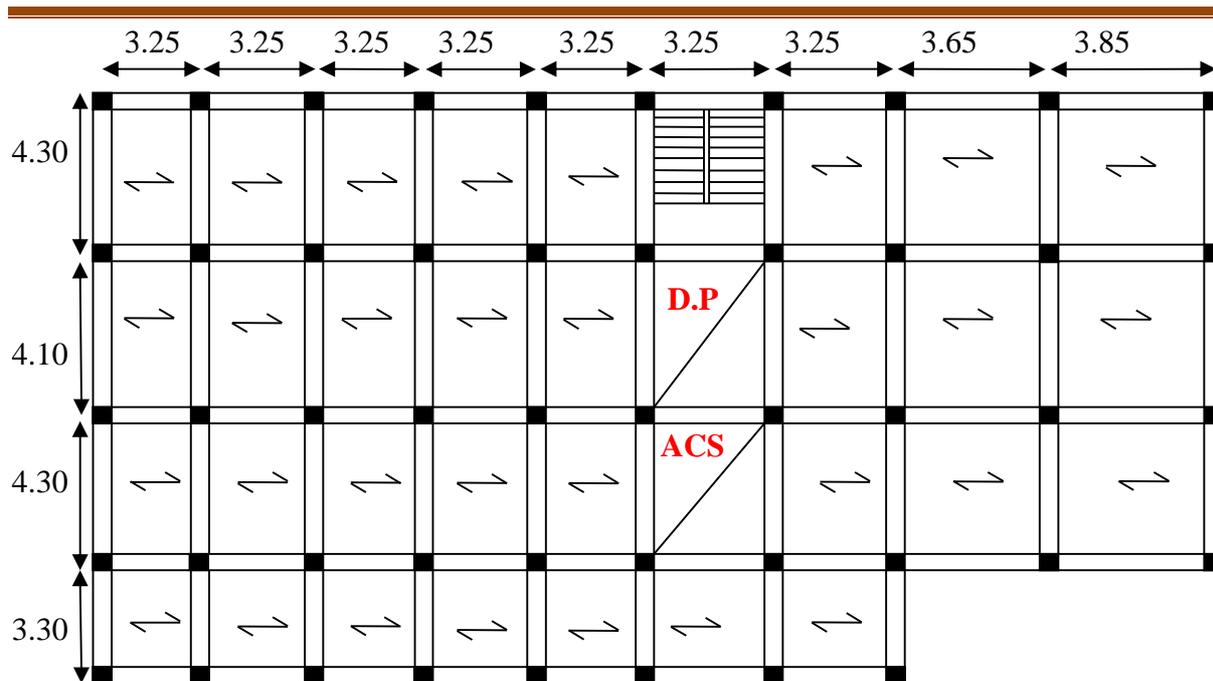


Figure II.1 déposition des poutrelles

Pré dimensionnement

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$ on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à la poutrelle

$L_x = 55$ cm

$L_y = 3.85 - 0.3 = 355$ cm

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; 355 / 10 \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b = 60$ cm.**

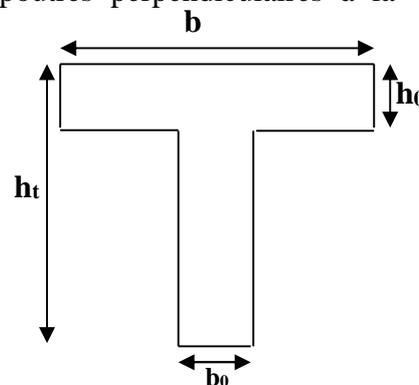


Figure II.2 Schéma poutrelle

II.1.2. Plancher dalle pleine

II.2. Les planchers à dalle pleine

Ce type de plancher est utilisé quand le plancher à coups creux ne peut pas être utilisé nous citons quelques points

- Surcharge élevée
- Longueur de la travée importante
- Charge concentrée importante

Ce type de plancher est constitué d'une dalle pleine en béton Armé supportée par un système de poutre orthogonales.

Calcul de la dalle pleine se fait par panneaux de la dalle qui peut s'appuyer sur un jusqu'à quatre appuis .

a. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu. e : épaisseur de la dalle

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.

$e = 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dalle reposant sur quatre appuis

$$L_x = 325 - 30 = 355 \text{ cm.}$$

$$L_y = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{355}{45} \leq e \leq \frac{355}{40} \Rightarrow 7,88 \leq e \leq 8,875$$

Donc $e = 8 \text{ cm}$

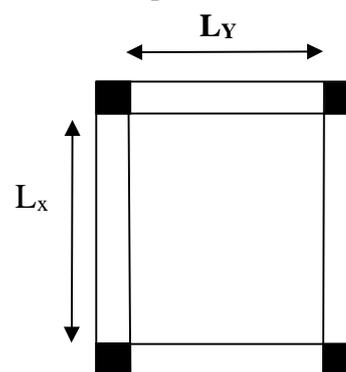


Figure II.3 dalle sur quatre appuis

l'épaisseur à retenir pour les dalles sur quatre appuis est $e = 12 \text{ cm}$

Dalle reposant sur trois appuis

On a plusieurs types de balcon on dimensionne par rapport a la plus grande travée (le plus défavorable)

$L_x = 1.40 \text{ m}$

$L_y = 3.35 \text{ m}$

On aura donc : $\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3.11\text{cm} \leq e \leq 3,5\text{cm}$

Donc **e= 3 cm**

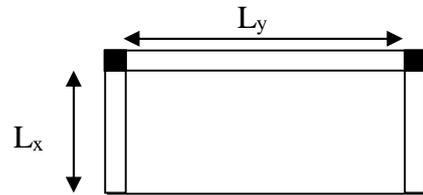


Figure II.4 dalle sur trois appuis

L'épaisseur à retenir pour les dalles sur trois appuis est **e=10 cm**

II.1.3 : Escalier

• **Pré dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$

en général on prend

$$\left\{ \begin{array}{l} g \text{ entre } 24\text{-}30 \text{ (le giron)} \\ h \text{ entre } 16\text{-}18 \text{ (la hauteur de la contre marche)} \end{array} \right.$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$

$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$

Si $g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$

On remplace dans (2) :

$L/(n - 1) + 2 \times (H/n) = 64$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2 H=0.$

❖ escalier du sous sol au RDC

✓ Volée 1

$H = 2.38\text{m} ; L = 3.90\text{m}$

$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.38 + 3.9) n + 2 \times 2.38 = 0$

$\Rightarrow n = 13$

Donc : nombre de contre marche $n = 13$

Nombre de marche $(n-1) = 12$

$g = L/n-1 = 390/12 = 32.25 \text{ cm}$

$h = H/n = 238/13 = 18.3 \text{ cm}$

on prend

$g = 17\text{cm}$

$h = 30\text{cm}$

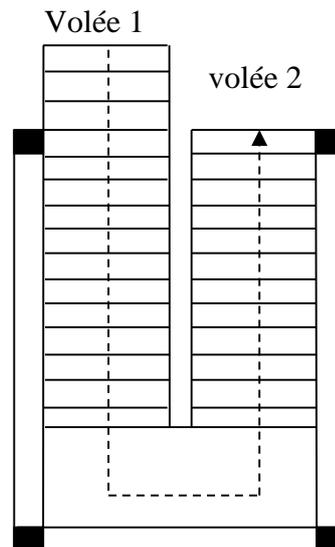


Figure II.5 escalier s.sol

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$L/30 \leq e \leq L/20$

$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 4.56 \text{ m}$

$L = 4.56 + 1.30 = 5.86 \text{ m}$

$\Rightarrow 19.53 \text{ cm} \leq e \leq 28.3 \text{ cm}$

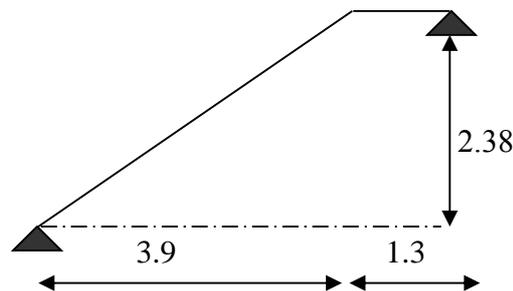


Figure II.6 Schéma de l'escalier sous sol.

Donc on change le sens de travail de la volée en ajoutant une poutre brisée, la volée va

travailler selon sa largeur comme une dalle sur un seul appuis avec $e \geq \frac{l_x}{20}$

$l_x = 140 \text{ cm}$ donc $e \geq 7\text{cm}$ on prend $e = 12 \text{ cm}$

▪ **Poids de la paillasse :**

$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(238/390)$

$\Rightarrow \alpha = 31.39^\circ$

$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 31.39^\circ} = 3.51 \text{ KN/m}^2$

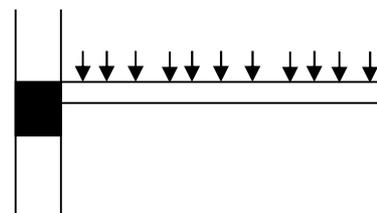


Figure II.7 volée encastrée avec poutre brisée

✓ Volée 2

L=2,40

H=1,36

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1,36 + 2.4) n + 2 \times 1.36 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche n = 9

Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 136/9 = 15.11 \text{ cm}$$

on prend

$$g = 17 \text{ cm}$$

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

▪ **épaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 276 \text{ cm} \quad L = 2.76 + 1.30 + 0.25 = 4.31 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 14.36 \text{ cm} \leq e \leq 21.55 \text{ cm}$$

Donc on change le sens de travail de la volée, elle va travailler selon sa largeur comme une

dalle sur un seul appuis avec $e \geq \frac{l_x}{20}$

$$l_x = 140 \text{ cm} \text{ donc } e \geq 7 \text{ cm} \text{ on prend } e = 12 \text{ cm}$$

▪ **Poids de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(138/240)$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.89^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 29.89^\circ} = 3.46 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Escalier RDC vers 1^{er} étage**

✓ volée01

$$H = 2.72 \text{ m}$$

$$L = 4.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.72 + 4.50) n + 2 \times 2.72 = 0$$

$$\Rightarrow n = 16$$

Donc : nombre de contre marche n = 16

Nombre de marche (n-1) = 15

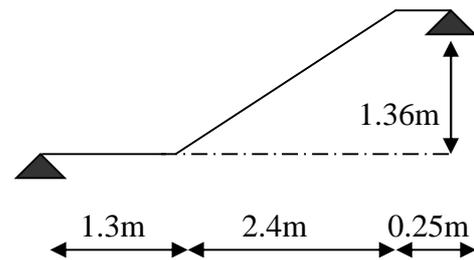


Figure II.8 Schéma de l'escalier sous sol.

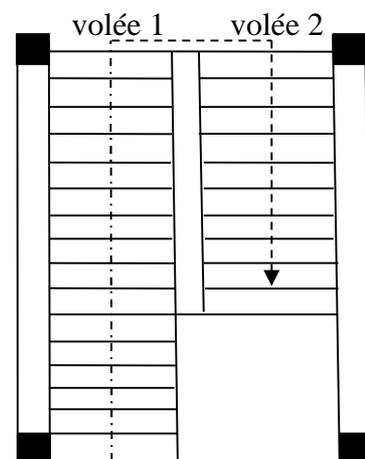


Figure II.9 escalier RDC vers 1er étage

$$g = L/n - 1 = 450/15 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 272/16 = 17 \text{ cm}$$

on prend

$$g = 30$$

$$h = 17$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 526 \text{ cm}$$

$$L = 526 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 17.53 \text{ cm} \leq e \leq 26.3 \text{ cm}$$

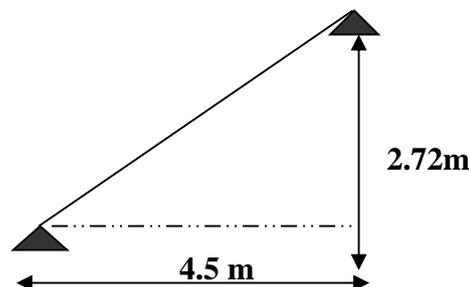


Figure II.10 Schéma de l'escalier d'étage RDC (volée 1)

Nous avons opté pour une poutre brisée et la volée va travailler comme une console sur le sens Y (le sens de la largeur)

donc comme une dalle sur un seul appuis $e \geq \frac{l_y}{20}$ avec $l_y = 140 \text{ cm}$

alors $e \geq 7 \text{ cm}$ on prend **$e = 12 \text{ cm}$**

▪ **Poids de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(272/450) \Rightarrow \alpha = 31.15^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 31.15^\circ} = 3.5 \text{ KN/m}^2 .$$

✓ **volée02 :**

$$H = 1.7 \text{ m}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.7 + 2.7) n + 2 \times 1.7 = 0$$

$$\Rightarrow n = 10$$

Donc : nombre de contre marche $n = 10$

Nombre de marche $(n-1) = 9$

$$g = L/n - 1 = 2.70/9 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 1.70/10 = 17 \text{ cm}$$

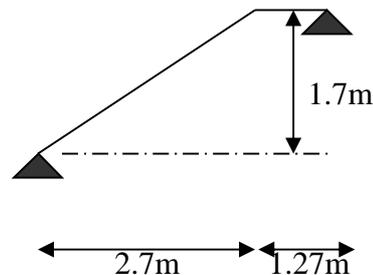


Figure II.11 Schéma de l'escalier d'étage RDC (volée 2)

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 319 \text{ cm}$$

$$L=L_p+ 127 = 4.46 \text{ cm} \quad \Rightarrow 14.8 \text{ cm} \leq e \leq 22.3 \text{ cm}$$

Donc on change le sens de travail de la volée, elle va travailler selon sa largeur comme une dalle sur un seul appuis avec $e \geq \frac{l_x}{20}$

$l_x = 140 \text{ cm}$ donc $e \geq 7\text{cm}$ on prend $e = 12 \text{ cm}$

▪ **Poids de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.7/2.7)$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 32.19^\circ} = 3.54 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Escalier des étages (escalier a deux volées)**

a-) **volée** (les deux volées sont identiques)

$$H=1.53 \text{ m} ;$$

$$L = 2.4\text{m} ; (\alpha = 32.52^\circ).$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche $n = 9$

nombre de marche $(n-1) = 8$

$$g = L/n-1 = 2.4/8 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 285\text{cm}$$

$$L = 285 + 140 = 425\text{cm}$$

$$\Rightarrow 14.16\text{cm} \leq e \leq 21.25\text{cm}$$

➤ Nous avons opter pour une poutre brisée et cela afin de changer le sens de travail de la volée qui va travailler selon le sens de sa largeur comme une dalle sur un seul appuis

e = 12 cm

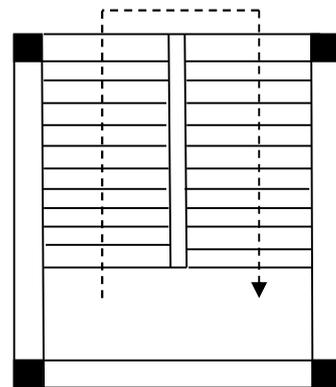


Figure II.12 escaliers des étages

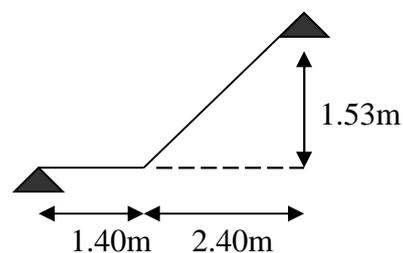


Figure II.13 Schéma de l'escalier d'étage

- **Poids de la paillasse :** $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

étages. $G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 32.52^\circ} = 3.56 \text{ KN/m}^2$

Le palier intermédiaire des escalier de RDC et des étages

est situé à l'extérieur comme un Balcon, alors nous allons le calculer comme une dalle sur un seul appuis (console)

$e \geq \frac{l_x}{20}$ $L_x = 140\text{cm}$ donc $e \geq 7\text{cm}$ On prend $e = 12 \text{ cm}$

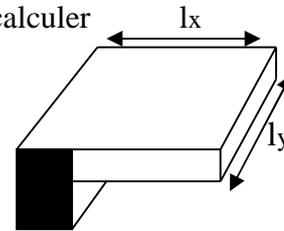


Figure II.14 palier console

II. A. 6 Acrotère

Définition

L'acrotère est un élément secondaire, encastré au plancher de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher, dans ce projet nous avons l'acrotère pour la terrasse inaccessible.

Evaluation des charges

- Surface de l'acrotère est

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S_{ac} = 69 \text{ cm}^2 = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le volume par mètre linéaire est:

$$V_{ac} = 0.069 \text{ m}^2 * 1 \text{ m} = 0.069 \text{ m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est

$$G_{ac} = 0.069 * 25 * 1 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

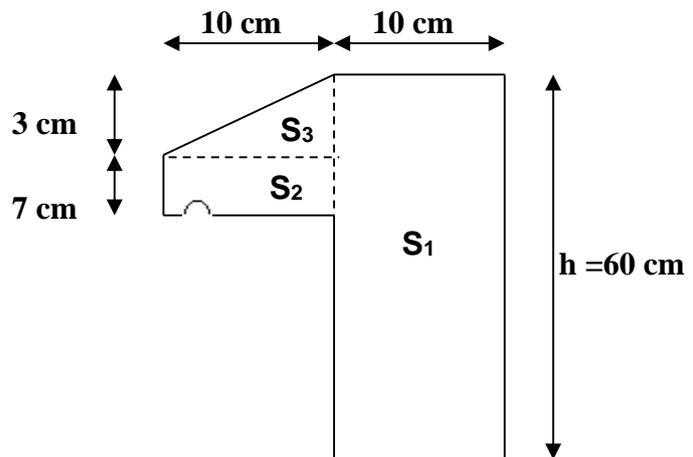


Figure II.15 acrotère

- Enduit de $G_{enduit} = \rho * e * 1 = 20 * 0.02 = 0.4 \text{ KN / ml}$ ciment :

$$G_t = 2.125 \text{ KN/ml}$$

II.2 : pré dimensionnement des éléments porteurs

II.2-1 : les poutres

II.2.1.1 : poutres principales : Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$

h : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 4.30 - 0.30 = 4m$)

D'ou: $L = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$

On prend : **b= 35cm et h= 40cm**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

$b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$h_t \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.

$h/b = 40/35 = 1.14 < 4$ condition vérifiée.

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

: **II.2.1.2 : les poutres secondaires** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs

hauteur est donnée par le critère de flèche qui est $L/15 \leq h \leq L/10$

L: portée maximale entre nu d'appuis ($L = 385 - 30 = 355 \text{ cm}$)

$L = 355\text{cm} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$. On prend: **h = 35cm et b= 30cm.**

• Vérifications selon RPA 99

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (35, 40) \text{ cm}^2$ Poutres secondaires : $b \times h = (30, 35) \text{ cm}^2$.

II.2.5. Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur "a" :

$$a \geq \max \left[\frac{h}{20}; 15\text{cm} \right]. \quad \text{Tel que } L \geq 4 \cdot a$$

$$\text{Pour le sous sol } a \geq \max \left[\frac{354}{20}; 15\text{cm} \right] \quad a \geq 17.7 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le sous sol } a \geq \max \left[\frac{422}{20}; 15\text{cm} \right] \quad a \geq 21.1 \text{ cm} \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

Donc on prend pour s sol et RDC **a = 25 cm**

$$\text{Pour les etages } a \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15\text{cm} \right] \quad a \geq 14.3 \text{ cm}$$

on prend **a = 20 cm** pour 1^{er} étage et **a = 15 cm** pour les autres étages

2^{ème} type de voile (au niveau de la cage d'ascenseur)

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à **15 cm** qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

II.2.2 : Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (le flambement) et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

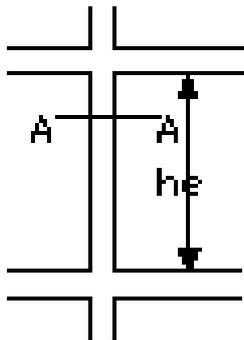


Figure II.16 Hauteur libre d'étage

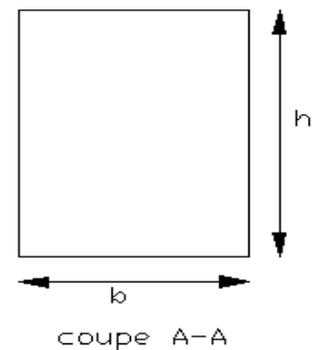


Figure II.17 Section de poteau

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4. \\ D \geq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ \text{pour un poteau circulaire.} \end{array}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Sous sol, R.D.C : $(h, b) = (60, 55) \text{ cm}^2$
- 1^{er}... 3^{ème} étage : $(h, b) = (55, 50) \text{ cm}^2$
- 4^{ème} ...6^{ème} étage : $(h, b) = (50, 45) \text{ cm}^2$
- 7^{ème}, 8^{ème} étage: $(h, b) = (45, 40) \text{ cm}^2$
- 9^{ème}, 10^{ème} : $(h, b) = (40, 35) \text{ cm}^2$
- 11^{ème} étage: $(h, b) = (35, 30) \text{ cm}^2$

Evaluations des charges

Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher des étages

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
06	Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale				G = 5.37
Surcharge d'exploitation étage				Q = 1.50
Surcharge d'exploitation RDC (étage commercial)				Q = 5

Tableau II.2 Evaluation des charges sur les planchers en dalle pleine

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.12	25	3
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 4.52
Surcharge d'exploitation du dégagement				Q = 5

Tableau II.3 Evaluation des charges sur le balcon

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.10	25	2.5
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 4.02
Surcharge d'exploitation des balcons				Q = 3.5

Tableau II.4 Evaluation des charges de la maçonnerie

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				Σ = 2.72

Tableau II.5 Evaluation des charges des terrasses inaccessibles

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	4.28	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux	0,2	14.25	2.85
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G _T = 6.5
				Q = 1

Évaluation des charges et surcharges des escaliers:

- Charge de la volée :

Tableau II.6 Evaluation de charge de la volée

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	0.12/cos(α)	25	3.56
2	Marche	0.17/2	25	2.125
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
5	Carrelage vertical	0.02	20	0.4
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				Σ=7.24

Charge de Palier :

Tableau II.7 Evaluation des charges du palier

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) " "	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Palier	0.12	25	3
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
				Σ= 4.52

Paillasse..... $G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = 3.56 \text{ KN/m}^2$

Marche $G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = (25 \times 0.17) / 2 = 2.125 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose..... $G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Gt = 6.08 KN/m²

Surcharge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m²

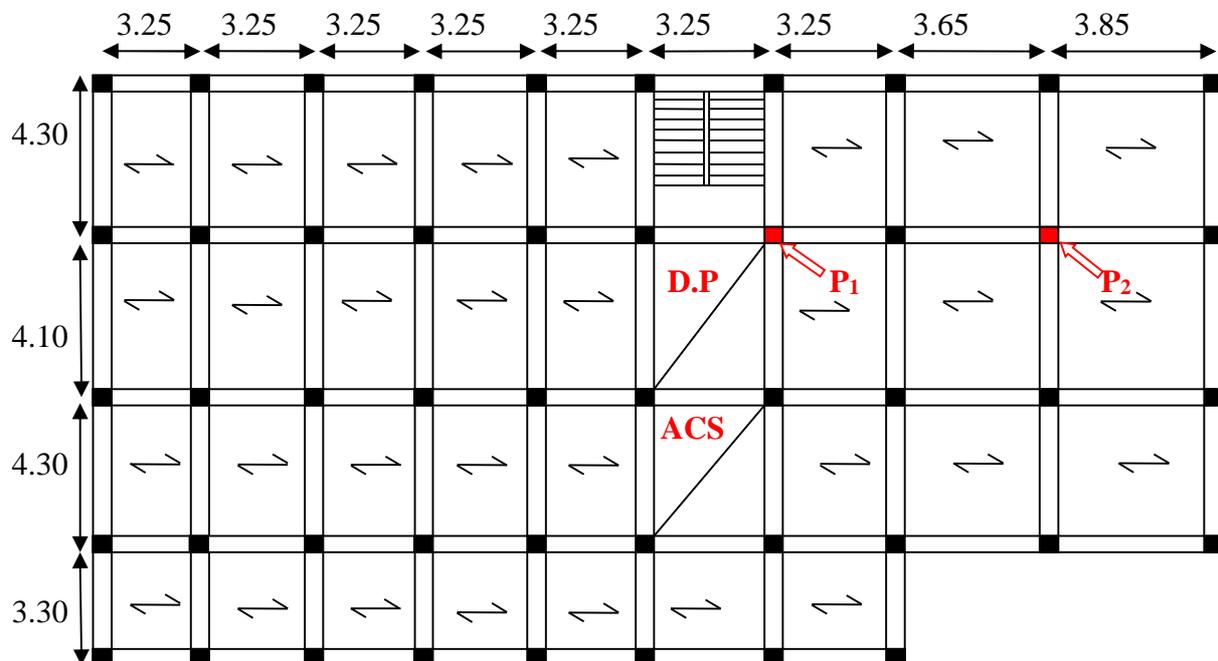


Figure II.18 les poteaux les plus sollicités

II. C Descente de charge

- **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage :	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage n quelconque :	$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage :	Q
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$0.9Q$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants. **DTR B.C 2.2 (6.3)**

Calcul des charges revenant au poteau le plus sollicité

Dans ce projet nous avons deux poteaux susceptibles d'être le plus sollicité **P1** et **P2** (voir la figure si dessous) que nous allons étudier déterminer le plus sollicité.

➤ **Etude de P₁**

La surface afférente

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.31 \text{ m}^2$$

Plancher de la terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 6.5 * 11.31 = 73.51 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 * 11.31 = 11.31 \text{ KN}$$

Plancher étage

$$G_{\text{étage}} = S_{3+4} * G_{CC} + S_1 * G_{CE} + S_2 * G_{DP} = 76.92 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage}} = S_{3+4} * Q_{CC} + S_1 * Q_{CE} + S_2 * Q_{Deg} = 29.51 \text{ KN}$$

Plancher RDC

$$G_{RDC} = S_{3+4} * G_{CC} + S_1 * G_{CE} + S_2 * G_{DP} = 76.92 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = S_{3+4} * Q_{CC} + S_1 * Q_{CE} + S_2 * Q_{Deg} = 49.3 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.35 * 0.4 * 3.9 * 25 = 13.65 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 * 0.35 * 2.9 * 25 = 7.61 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

S sol, RDC : section des poteaux (60 × 55) cm²

$$P_1 = 0.6 * 0.55 * 3.74 * 25 = 30.85 \text{ KN}$$

$$P_2 = 0.6 * 0.55 * 4.42 * 25 = 36.46 \text{ KN}$$

1^{ème} ... 3^{ème} étage : section des poteaux (55 × 50) cm²

$$P = 0.55 * 0.5 * 3.06 * 25 = 21.04 \text{ KN}$$

4^{ème} ... 6^{ème} étage : section des poteaux (50 × 45) cm²

$$P = 0.5 * 0.45 * 3.06 * 25 = 17.21 \text{ KN}$$

7^{ème}, 8^{ème} étage : section des poteaux (45 × 40) cm²

$$P = 0.45 * 0.4 * 3.06 * 25 = 13.77 \text{ KN}$$

9^{ème}, 10^{ème} étage : section des poteaux (40 × 35) cm²

$$P = 0.4 * 0.35 * 3.06 * 25 = 10.71 \text{ KN}$$

11^{ème} étage : section des poteaux (35 × 30) cm²

$$P = 0.3 * 0.35 * 3.06 * 25 = 8.03 \text{ KN}$$

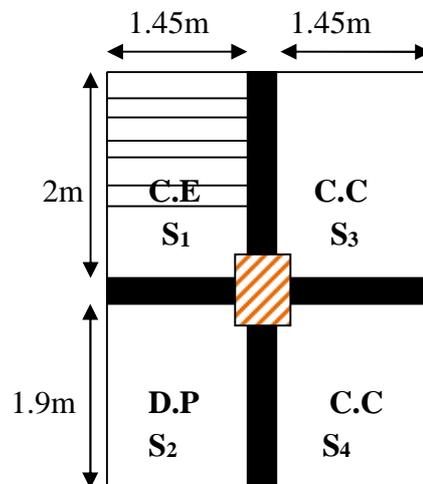


Figure II.19 schéma du poteau le plus sollicité

La dégression de charges d'exploitation : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Q₀ : surcharge de la terrasse, Q₁...Q₁₀ : surcharge des étages qui sont égales

Terrasse : Q₀ = 11.31 KN

11^{ème} étage : Q₁ = Q₀ + Q₁ = 11.31 + 29.51 = 40.82 KN

10^{ème} étage : Q₂ = Q₁ + 0.9 Q = 40.82 + 0.9 * 29.51 = 67.38 KN

9^{ème} étage : Q₃ = Q₂ + 0.8 Q = 90.98 KN

8^{ème} étage : Q₄ = Q₃ + 0.7 Q = 111.64 KN

7^{ème} étage : Q₅ = Q₄ + 0.6 Q = 129.35 KN

6^{ème} étage : Q₆ = Q₅ + 0.5 Q = 144.11 KN

5^{ème} étage : Q₇ = Q₆ + 0.5 Q = 158.87 KN

4^{ème} étage : Q₈ = Q₇ + 0.5 Q = 173.62 KN

3^{ème} étage : Q₉ = Q₈ + 0.5 Q = 188.37 KN

2^{ème} étage : Q₁₀ = Q₉ + 0.5 Q = 203.13 KN

1^{ème} étage : Q₁₁ = Q₁₀ + 0.5 Q = 217.88 KN

RDC : Q₁₂ = Q₁₁ + 0.5 Q_{RDC} = 242.54 KN

Les résultats de la descente des charges pour le poteau **P1** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.8 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	73.51	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	8.03	
	Total	102.8	11.31
N2	Venant de N1	102.8	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	10.71	
	Total	211.69	40.82
N3	Venant de N2	211.69	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	10.71	
	Total	309.87	67.38
N4	Venant de N3	309.87	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	13.77	
	Total	408.05	90.98
	Venant de N4	408.05	
	Plancher +escalier	76.92	
N5	Poutres	21.26	
	Poteaux	13.77	
	Total	520	111.64
N6	Venant de N5	520	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteau	17.21	
	Total	635.39	129.35
	Venant de N6	635.39	
	Plancher +escalier	76.92	
N7	Poutres	21.26	
	Poteau	17.21	
	Total	750.78	144.11
N8	Venant de N7	750.78	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteau	17.21	
	Total	866.17	158.87
N9	Venant de N8	866.17	
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	21.04	
	Total	985.39	173.62
	Venant de N9	935.39	

N10	Plancher +escalier	76.92	188.37
	Poutres	21.26	
	Poteaux	21.04	
	Total	1104.61	
N11	Venant de N10	1104.61	203.13
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	21.04	
	Total	1223.83	
N12	Venant de N11	1223.83	217.88
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	36.46	
	Total	1358.47	
N13	Venant de N12	1358.47	242.54
	Plancher +escalier	76.92	
	Poutres	21.26	
	Poteaux	30.85	
	Total	1487.5	
	Nu = 1.35G_t+ 1.5 Q_t= 2371.94KN N_s= G_t+Q_t= 1730.04 KN		

➤ **Etude de P2**

La surface afférente

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=13.28 \text{ m}^2$$

Plancher de la terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 6.5 * 13.28 = 86.32 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 * 13.28 = 13.28 \text{ KN}$$

Plancher étage

$$G_{\text{étage}} = (S_1+S_2+S_3+S_4) \times G_{CC} = 71.31 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage}} = (S_1+S_2+S_3+S_4) \times Q_{CC} = 19.92 \text{ KN}$$

Plancher RDC

$$G_{RDC} = (S_1+S_2+S_3+S_4) \times G_{CC} = 71.31 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = (S_1+S_2+S_3+S_4) \times Q_{CC} = 66.4 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.35 \times 0.4 \times 3.85 \times 25 = 13.47 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 2.45 \times 25 = 6.43 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

S sol, RDC : section des poteaux (60 × 55) cm²

$$P_1 = 0.6 \times 0.55 \times 3.74 \times 25 = 30.85 \text{ KN}$$

$$P_2 = 0.6 \times 0.55 \times 4.42 \times 25 = 36.46 \text{ KN}$$

1^{eme} ... 3^{eme} étage : section des poteaux (55 × 50) cm²

$$P = 0.55 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 21.04 \text{ KN}$$

4^{eme}6^{eme} étage : section des poteaux (50 × 45) cm²

$$P = 0.5 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 17.21 \text{ KN}$$

7^{eme} ,8^{eme} étage: section des poteaux (45 × 40) cm²

$$P = 0.45 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 13.77 \text{ KN}$$

9^{eme} ,10^{eme} étage: section des poteaux (40 × 35) cm²

$$P = 0.4 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 10.71 \text{ KN}$$

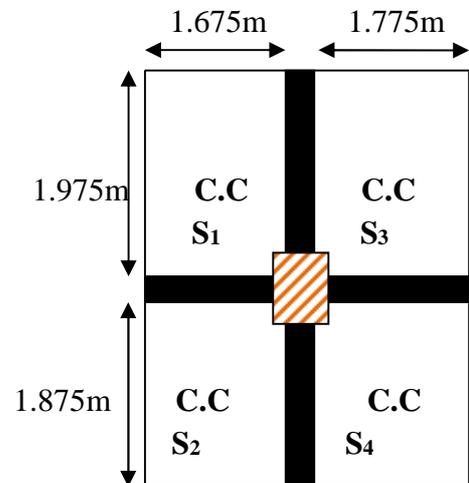


Figure II.10. schéma du poteau le plus sollicité

11^{ème} étage: section des poteaux $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

$$P=0.3 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

La dégression de charges d'exploitation

Terrasse : $Q_0 = 13.28 \text{ KN}$

11^{ème} étage : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 13.28 + 19.92 = 33.2 \text{ KN}$

10^{ème} étage : $Q_2 = Q_1 + 0.9 Q = 33.2 + 0.9 \times 19.92 = 51.13 \text{ KN}$

9^{ème} étage : $Q_3 = Q_2 + 0.8 Q = 67.06 \text{ KN}$

8^{ème} étage : $Q_4 = Q_3 + 0.7 Q = 81.01 \text{ KN}$

7^{ème} étage : $Q_5 = Q_4 + 0.6 Q = 92.96 \text{ KN}$

6^{ème} étage : $Q_6 = Q_5 + 0.5 Q = 102.92 \text{ KN}$

5^{ème} étage : $Q_7 = Q_6 + 0.5 Q = 112.88 \text{ KN}$

4^{ème} étage : $Q_8 = Q_7 + 0.5 Q = 122.84 \text{ KN}$

3^{ème} étage : $Q_9 = Q_8 + 0.5 Q = 132.8 \text{ KN}$

2^{ème} étage : $Q_{10} = Q_9 + 0.5 Q = 142.76 \text{ KN}$

1^{ème} étage : $Q_{11} = Q_{10} + 0.5 Q = 152.72 \text{ KN}$

RDC : $Q_{12} = Q_{11} + 0.5 Q_{RDC} = 185.92 \text{ KN}$

Les charges permanentes

$$G_T = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}} \times 12 + G_{\text{poutre}} \times 13 + G_{\text{poteaux}}$$

$$G_t = 86.32 + 71.31 \times 12 + 33.39 \times 13 + 239.05$$

$$G_t = 1615.16$$

$$\text{D'où } N_u = 1.35G + 1.5Q = 2379.66 \text{ KN}$$

Tableau II.9 comparaison l'effort N_u de deux poteaux

	Charge permanente	Charge d'exploitation	N_u à L'ELU
Poteau P1	1487.5	242.54	2371.94
Poteau P2	1615.16	185.92	2459.35

➤ après l'étude on a trouvé que le poteau le plus sollicité est le Poteau **P2**

Le **BAEL** exige de majoration de l'effort normal N_u de **10%** dans le cas d'un portique avec plus de deux travées.

$$N_U = 2459.35 \times 1.1 = 2705.28 \text{ KN}$$

$$N_s = 1801.08 \times 1.1 = 1981.19 \text{ KN}$$

II.5. vérification :

▪ Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_s}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_s}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{1981.19 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.13 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.60 \times 0.55 = 0.33 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.33 \text{ m}^2 \geq B_{cal} = 0.13 \text{ m}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression des différents poteaux :

Tableau. II.10 Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections(cm)	Condition B > B calculé		observation
			B	B calculé	
Sous sol	2705.28	60×55	0.33	0.19	vérifiée
RDC	2376.83	60×55	0.33	0.167	vérifiée
1 ^{er} ... 3 ^{eme}	2152.55	55×50	0.27	0.155	vérifiée
4 ^{eme} et 6 ^{eme}	1548.4	50×45	0.225	0.109	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	956.41	45×40	0.18	0.067	vérifiée
9 et 10 ^{eme}	571.33	40×35	0.14	0.04	vérifiée
11 ^{eme}	171.32	35×30	0.105	0.012	vérifiée

▪ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau S.Sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.34 = 2.34m.$$

$$B = 0.60 \times 0.55 = 0.33m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 0.0083 m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0083}{0.33}} = 0.16$$

$$\lambda = \frac{2.34}{0.16} = 14.62 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.62}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$\frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2705.28 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.31m^2$$

$0.31 > 0.15$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau. II.11 vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu	Sections	section Br	Br calculé	observation
			Br	Br calculé	
Sous sol	2705.28	60×55	0.307	0.149	vérifiée
RDC	2376.83	60×55	0.307	0.132	vérifiée
1 ^{er} ... 3 ^{eme}	2152.55	55×50	0.254	0.119	vérifiée
4 ^{eme} ... 6 ^{eme}	1548.4	50×45	0.206	0.085	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	956.41	45×40	0.163	0.053	vérifiée
9 et 10 ^{eme}	571.33	40×35	0.125	0.032	vérifiée
11 ^{eme}	171.32	35×30	0.092	0.009	vérifiée

▪ **Condition du RPA :**

Pour les poteaux rectangulaires :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min (b_1, h_1) \geq 25 & \text{Condition vérifiée.} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux du RDC et Sous sol : $60 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1..3 : $55 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 4...6 : $50 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 7 et 8 : $45 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 9 et 10 : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux de l'étage 11 : $35 \times 30 \text{cm}^2$.

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- Les poutres, brisées et de chaînage.
- L'ascenseur.
- L'acrotère.

III.1. Planchers à corps creux :

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, on assurant l'isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre ajouter la charge d'exploitation) Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique, les balcons seront en dalle pleine. Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1) Méthode de calcul des sollicitations :

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

a) Méthode Forfaitaire

- Conditions d'application

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration est peu nuisible.

- Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

-Moment sur appuis :

- Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

- Poutrelles à deux travées

Le moment de l'appui intermédiaire est de l'ordre de $(-0.6 \times M_0)$

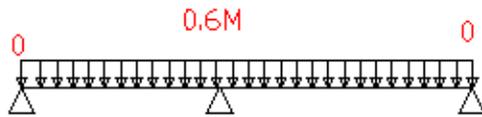


Figure III.1 schéma statique d'une poutrelle a deux travées

- Poutrelles à plus de deux travées

Ces moment sont de l'ordre de : $(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
 $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

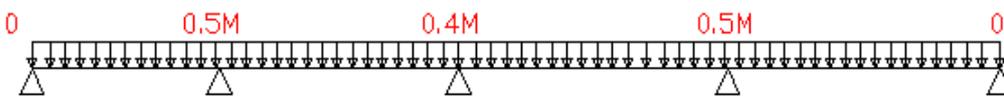


Figure III.2 schéma statique d'une poutrelle a plusieurs travées

-Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

- (a): Si c'est une travée de rive.
- (b): Si c'est une travée intermédiaire.
- M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

- Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

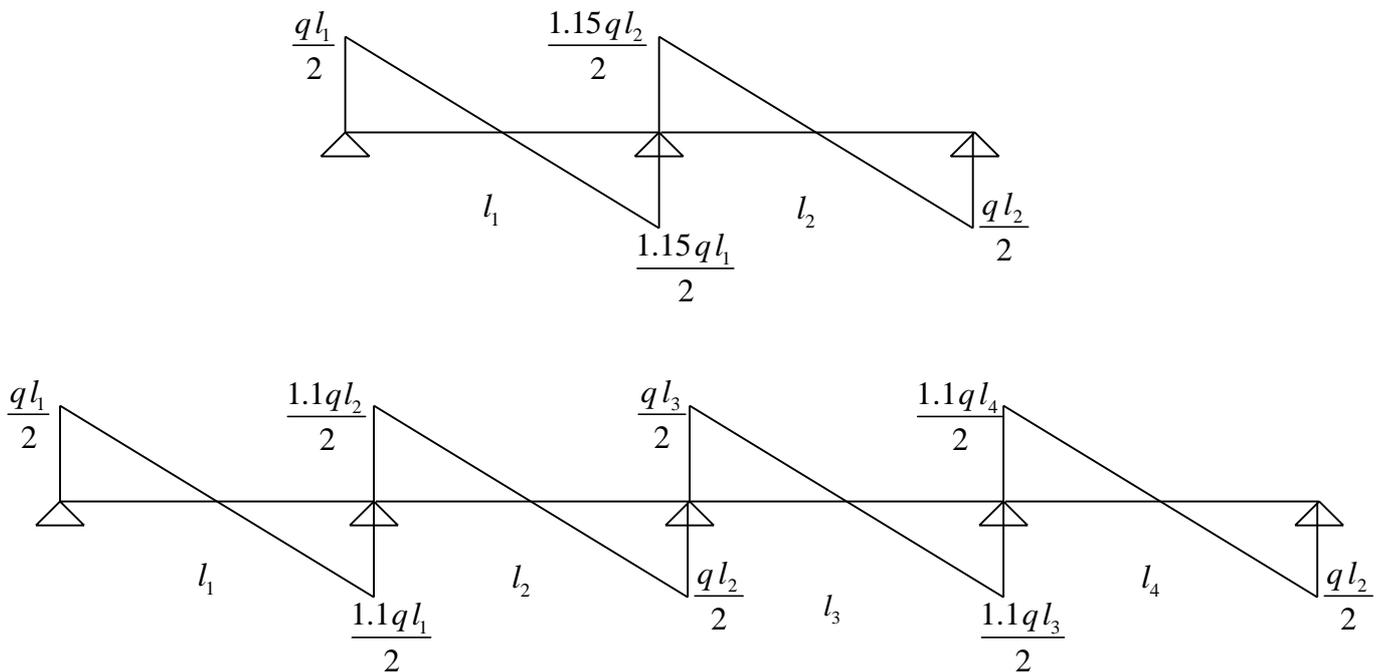


Figure III.3 Evaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de CAQUOT

- Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

-Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

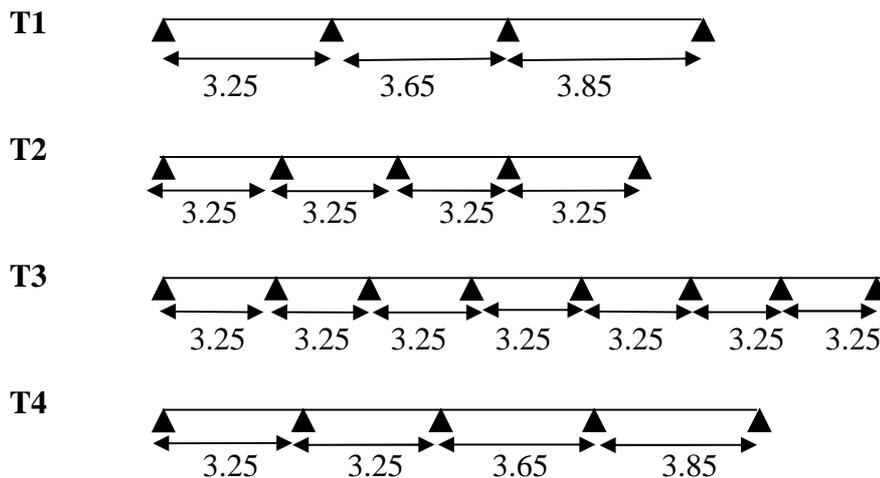
$$M_{\max} = M(X)$$

- L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

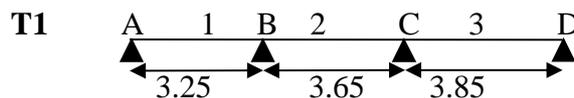
Les différents types de poutrelles :

On a quatre types de poutrelles qui sont



Exemple de calcul :

Type de poutrelles **T1** (nous avons effectué ce calcul sur une poutrelle d'un étage courant)



On a $\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5.37 \text{ KN/m}^2 \\ L_0 = 0.60 \text{ m} \end{array} \right.$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q ; \quad q_s = G + Q$$

$$q_u = [1.35(5.37) + 1.5(1.5)]0.60 = 5.70 \text{ KN/m}$$

$$q_s = [5.37 + 1.5]0.60 = 4.12 \text{ KN/m}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Le plancher soit à surcharge modérée $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/M}^2)$

Dans notre cas $Q = 1.5 \text{ KN/M}^2 < 5 \text{ KN/M}^2$ c'est vérifiée .

- Le rapports des distances : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ c'est vérifiée .

- $\frac{3.25}{3.65} = 0.89$

- $\frac{3.65}{3.85} = 0.95$

- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ... c'est vérifiée .

- La fissuration est peu nuisible..... c'est vérifiée .

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode de forfaitaire est applicable

Calcul des moments

Les moments statiques :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

à L'ELS :

$$M_{1s} = \frac{qs \times L_i^2}{8} = \frac{4.12 \times 3.25^2}{8} = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{2s} = \frac{qs \times L_i^2}{8} = \frac{4.12 \times 3.65^2}{8} = 6.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{3s} = \frac{qs \times L_i^2}{8} = \frac{4.12 \times 3.85^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

à L'ELU :

$$M_{1u} = \frac{qu \times L_i^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.25^2}{8} = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{2u} = \frac{qu \times L_i^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.65^2}{8} = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{3u} = \frac{qu \times L_i^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.85^2}{8} = 10.56 \text{ KN.m}$$

Les appuis de rive :

($M_a = M_d = 0$ mais le RPA exige de mettre des armatures de fissurations équivalentes à moment fictif qui égale à $0.15M_0$)

à l'ELU : $M_a = M_d = -0.15M_{1u} = -0.15 \times 10.56 = -1.58 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_a = M_d = -0.15M_{1s} = -0.15 \times 7.63 = -1.14 \text{ KN.m}$

Les appuis intermédiaires :

à L'ELU : $M_b = 0.5 \times \max (M_1 ; M_2) = -0.5M_2 = -0.5 \times 9.49 = -4.74 \text{ KN.m}$

$$M_c = -0.5 \times \max (M_2 ; M_3) = -0.5M_3 = -0.5 \times 10.56 = -5.28 \text{ KN.m}$$

à L'ELS : $M_b = -0.5 \times \max (M_1 ; M_2) = -0.5M_2 = -0.5 \times 6.86 = -3.43 \text{ KN.m}$

$$M_c = -0.5 \times \max (M_2 ; M_3) = -0.5M_3 = -0.5 \times 7.63 = -3.81 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{de..rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{int ermédière} \end{cases}$$

La travée 1 (ab):

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.37} = 0.22$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_a| + |M_b|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times 0.22) \times M_1 & \begin{cases} 1.066M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases} \\ 1,05 \times M_1 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{de..rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{int ermédière} \end{cases}$$

$$M_t \geq 0.633M_1$$

$$M_t \geq 1.066M_1 - 0.25M_2 \quad (\text{le max ce trouve en équation (1)})$$

à l'ELU: $M_{t(ab)} = 5.65 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_{t(ab)} = 4.08 \text{ KN.m}$

la travée 2 (bc):

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_b| + |M_c|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times 0.22) \times M_2 & \begin{cases} 1.066M_2 \\ 1,05 \times M_2 \end{cases} \\ 1,05 \times M_2 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{|0.5M_2| + |0.5M_3|}{2} \geq 1.066M_2$$

$$M_t \geq 0.816 M_2 - 0.25 M_3$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{int ermédière} \end{cases}$$

$$M_t \geq 0.533 M_2$$

$$M_t \geq 0.816 M_2 - 0.25 M_3 \quad (\text{le max ce trouve en équation (1)})$$

à l'ELU: $M_{t(bc)} = 5.10 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_{t(bc)} = 3.69 \text{ KN.m}$

La travée (cd) :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_c| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_3 & \begin{cases} 1.066M_3 \\ 1,05 \times M_3 \end{cases} \\ 1,05 \times M_3 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{|M_c| + |M_d|}{2} \geq 1.066 M_3$$

$$M_t \geq 0.816 M_3$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{de..rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{travée} \rightarrow \text{int ermédière} \end{cases}$$

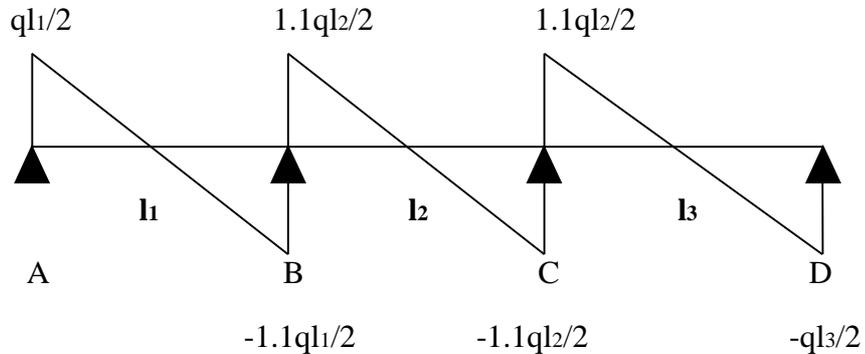
$$M_t = 0.633 M_3 \quad (2)$$

$$M_t = 0.816 M_3 \quad (1) \text{ (le max ce trouve en équation (1))}$$

$$\text{à l'ELU : } M_{t (cd)} = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_{t (cd)} = 6.23 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants :



$$V_a = \frac{qu \times L_1}{2} = \frac{5.7 \times 3.25}{2} = 9.26 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = -1.1 \times \frac{qu \times L_1}{2} = -10.19 \text{ KN}$$

$$V_{b2} = 1.1 \times \frac{qu \times L_2}{2} = 11.44 \text{ KN}$$

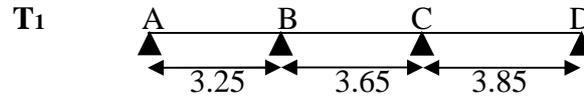
$$V_{c1} = -1.1 \times \frac{qu \times L_2}{2} = -12.06 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = 1.1 \times \frac{qu \times L_2}{2} = -11.44 \text{ KN}$$

$$V_d = - \frac{qu \times L_3}{2} = -10.97 \text{ KN}$$

Les tableaux suivants résument les résultats de calcul de tous les types de poutrelles continues dans ce projet :

1^{er} Type de poutrelles :



1°/ Calcul des moments isostatique et moments en travées

Tableau III.1 évaluation des moments aux travées pour T1

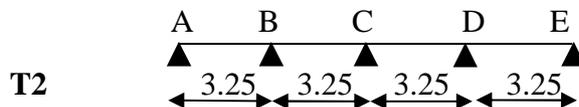
	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	7.526	5.442	5.645	4.082
Travée BC	9.492	6.864	5.099	3.687
Travée CD	10.561	7.637	8.611	6.227

2°/ Moments et effort tranchants au niveau des appuis :

Tableau III.2 évaluation des sollicitations aux appuis pour T1

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	0	0	9.263
Appui B	-4.746	-3.432	11.443
Appui C	-5.281	-3.819	12.07
Appui D	0	0	-10.973

2^{em} Type de poutrelles :



1°/ Calcul des moments isostatiques et moments en travées

Tableau III.3 évaluation des sollicitations aux travées pour T2

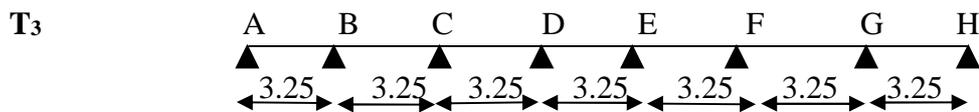
	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	7.526	5.442	6.137	4.437
Travée BC	7.526	5.442	4.632	3.349
Travée CD	7.526	5.442	4.632	3.349
Travée DE	7.526	5.442	6.137	4.437

2°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis :

Tableau III.4 évaluation des sollicitations aux appuis pour T2

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	9.263
Appui B	-3.763	-2.721	10.189
Appui C	-3.01	-2.177	9.263
Appui D	-3.763	-2.721	10.189
Appui E	0	0	-9.263

3^{em} type de de poutrelles :



1°/ Calcul des moments isostatiques et moments en travées

Tableau III.5 évaluation des sollicitations aux travées pour T3

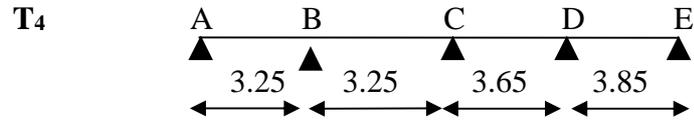
	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	7.526	5.442	6.137	4.437
Travée BC	7.526	5.442	4.632	3.349
Travée CD	7.526	5.442	5.008	3.621
Travée DE	7.526	5.442	5.008	3.621
Travée EF	7.526	5.442	5.008	3.621
Travée FG	7.526	5.442	4.632	3.349
Travée GH	7.526	5.442	6.137	4.437

2°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis :

Tableau III.6 évaluation des sollicitations aux appuis pour T3

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	9.263
Appui B	-3.763	-2.721	10.189
Appui C	-3.01	-2.177	9.263
Appui D	-3.01	-2.177	9.263
Appui E	-3.01	-2.177	9.263
Appui F	-3.01	-2.177	9.263
Appui G	-3.763	-2.721	10.189
Appui H	0	0	-9.263

4^{em} Type de poutrelles :



1°/ Calcul des moments isostatique et moments en travées

Tableau III.7 évaluation des sollicitations aux travées pour T4

	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	7.526	5.442	6.137	4.437
Travée BC	7.526	5.442	4.238	3.064
Travée CD	9.492	6.864	5.574	4.03
Travée DE	10.561	7.637	8.611	6.227

2°/ Moments et effort tranchants au niveau des appuis :

Tableau III.8 évaluation des sollicitations aux appuis pour T4

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	0	0	9.263
Appui B	-3.763	-2.721	10.189
Appui C	-3.797	-2.746	10.403
Appui D	-5.281	-3.819	12.07
Appui E	0	0	-10.973

Le ferrailage :

A) Calcul des armatures Longitudinales :

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b*h).

si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a les sollicitations Max

à L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max}^t = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^{a\text{-inter}} = -5.28 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^{a\text{-rive}} = -1.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V_{\max} = 12.07 \text{ KN.}$$

à L'ELS :

$$\begin{cases} M_{\max}^t = 6.227 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^{\text{a-inter}} = -3.82 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^{\text{a-rive}} = -1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a)-Ferrailage en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.6 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 54.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 8.61 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section de la poutrelle sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (20cm * 60cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.61 * 10^{-3}}{0.6 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.031 < 0.186$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.031 \quad \longrightarrow \text{pivot A} \quad \text{donc } A' = 0$$

$$A = \frac{Mu}{z * f_{st}}$$

$$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.039$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 * 0.039) = 0.177 \text{ m}$$

$$A = \frac{8.61 * 10^{-3}}{0.177 * 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.60 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc nous allons ferrailer avec le $A^{\text{calculé}}$ soit 3T10 = 2.36 cm²

b)- Ferrailage aux appuis :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b₀ et h (0.1 * 0.20) m²**.

b. 1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.28 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.114 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.151$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 * 0.151) = 0.169 \text{ m}$$

$$A = \frac{5.28 * 10^{-3}}{0.169 * 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc nous allons ferrailer avec le $A^{calculé}$ soit 1T12 = 1.13 cm²

b. 2) Ferrailage de l'appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{Mr}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.14 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0247 < 0.186$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0247$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.031$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 * 0.031) = 0.177 \text{ m}$$

$$A = \frac{1.58 * 10^{-3}}{0.177 * 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc nous allons ferrailer avec le $A^{calculé}$ soit 1HA10 = 0.79 cm²

Les résultats finals :

- Travée **3T10 = 2.36 cm²**
- Appui intermédiaire **1T12 = 1.13 cm²**
- Appui de rive **1T10 = 0.79 cm²**

Le tableau suivant résume le ferrailage des différentes poutrelles

Tableau III.9 les moments et les ferrailages des poutrelles

	Section	M KNm	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
T1	travée	8.61	1.39	1.30	3T10=2.36
	Appui inter	5.28	0.89	0.22	1T12=1.13
	Appui de rive	1.58	0.26	0.22	1T10=0.79
T2	travée	6.14	0.99	1.30	3T10=2.36
	Appui inter	3.79	0.63	0.22	1T10=0.79
	Appui de rive	1.13	0.18	0.22	1T10=0.79
T3	travée	6.14	0.99	1.30	3T10=2.36
	Appui inter	3.79	0.63	0.22	1T10=0.79
	Appui de rive	1.13	0.18	0.22	1T10=0.79
T4	travée	8.61	1.39	1.30	3T10=2.36
	Appui inter	5.28	0.89	0.22	1T12=1.13
	Appui de rive	1.58	0.26	0.22	1T10=0.79

B) Calcul des armatures transversales :

a) Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{12.07 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.67 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.33; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture de cisaillement.

b) choix des armatures transversales :

Au départ On fixe A_t, puis on vérifié S_t

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.} \quad \phi_t \leq \min\left(6; \frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Donc on adapte un étier de 6mm

$$\text{Soit : } A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2 .$$

c) Calcul de l'espacement :

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 45.6cm \end{array} \right.$$

Avec K =1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: **St =15 cm.**

d) Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

- L'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (12.07 - \frac{5.28}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -0.59 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire car l'effort est négligeable devant l'effort de moment

Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{12.07 \times 10^{-3} \times 1.58}{400} = 0.476 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.476 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

e) Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.07 \times 10^{-3} \left(\frac{0.60 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.60 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.776 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

f) Vérification de la bielle de compression :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^- = 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \\ 0.8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \geq 2 \times \frac{V_u}{a \times b_0} \quad \text{Avec } a = 0.9d = 16.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'où V_u = 324 KN > V_u = 12.07 KN.....Vérfiée

Vérification à l'E.L.S

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

✓ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

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

En travée :

$$M_{ser} = 6.227 \text{KN.m.}$$

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.00236 \times (8 - 0.04) = -1.56 \text{ L'axe neutre passe par la nervure, le}$$

calcul se fera en section en T.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$0.05 * y^2 + 7.08 \times 10^{-5} y - 1.037 \times 10^{-3} = 0$$

solution de l'équation **y=0.124M.**

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2. \quad \mathbf{I = 0.000442M^4.}$$

$$\sigma_{bc} = (6.227 * 10^{-3} \times 0.124) / 0.000442$$

$\sigma_{bc} = 1.74 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$ C'est vérifier

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 3.82 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.36 y - 15 \times 2.36 \times 18 = 0$$

$$y^2 + 7.08y - 637.2 = 0 \dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : **y = 0.153M**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (8.29)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 8.29)^2$$

$$I = 0.00015216 M^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{5236.73 \times 10^{-8}} \times 0.0828 = 6.04 MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 3.86 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Donc la condition est vérifiée

Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche** : si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$\frac{h_i}{l} = \frac{20}{385} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Leftrightarrow$ La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée donc on procède au

Calcul de la flèche.

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} ; \text{ avec } \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} : \text{ déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i : \text{ Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = 0.013$$

-Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times [\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2];$

avec $d' = 2$ cm (enrobage).

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right].$$

$$v_2 = h - v_1.$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 435.4 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 6.97 \text{ cm} ; v_2 = 13.02 \text{ cm}$$

$$I = 8.2172 \times 10^{-5} \text{ M}^2$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (60 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (60 - 10) 4 + 15(2.36 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 0.04056 \text{ m}$$

$$Y = 0.04056 \text{ m}$$

-Calcul de λ_i et λ_v :

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 3.20$$

$$* \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.28$$

Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

- ❖ Avec q_j charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- ❖ q_g charges permanentes après la mise en place des cloisons et des revêtements.
- ❖ q_p charges permanentes et d'exploitations.

$$q_j = 3.85 * 0.60 = 2.31 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{j \text{ ser}} = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$q_g = 5.37 * 0.60 = 3.222 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{g \text{ ser}} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$q_p = (5.37 + 1.5) * 0.60 = 4.122 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{p \text{ ser}} = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{j \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 88.89 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{g \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 123.98 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 * \frac{M_{p \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 158.62 \text{ MPA}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.4565$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.5727$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.6472$$

NB : Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

Calcul de E_i et E_v :

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

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

-Calcul de l'inertie fictive

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{gi}}}$$

$$I_{f_{gi}} = 6.9908 * 10^{-5} m^4$$

$$f_{gi} = 3.1822 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 E_v * I_{f_{gv}}}$$

$$I_{f_{vg}} = 1.1429 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{gv} = 5.8393 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{ji}}}$$

$$I_{f_{ij}} = 8.04834 * 10^{-5} m^4$$

$$d'où : f_{ji} = 1.9817 \text{ mm}$$

La flèche admissible pour la travée sur deux appuis

$$L/500 = 385/500 = 0.77 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.8393 - 1.9817 + 4.4138 - 3.1822$$

$$\Rightarrow \Delta f = 5.0891$$

$$\Rightarrow \Delta f = 5.0891 \text{ mm} < f_{adm} = 7.7 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

Ferrailage des poutrelles

Tableau III.10 ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
T1 et T4		
T2 et T3		

Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Soit $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ (sens \perp)

Soit $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$ (sens $//$)

L'espaceur : $ST = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ (sens \perp)

$ST = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ (sens $//$)

D'où on opte pour un treillis soudé $TS \Phi 6 150 \times 150 \text{ mm}^2$

III.2 Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.1 Dalle pleine sur quatre appuis

1. Evaluation des charges

$$G = 4.52 \text{KN/m}^2, \quad Q = 5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.60 \text{KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 9.52 \text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.90}{3.80} = 0.76 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

2. Calcul à l'ELU : $v=0$ et $\rho=0.76$

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $v=0$ et $\rho=0.76$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 6.95 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.66 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (6.95) = 5.21 \text{KN.m} \rightarrow \text{panneau intermediaire} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (3.66) = 2.75 \text{KN.m} \rightarrow \text{panneau de rive} \end{cases}$$

- Moment en appui :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (6.95) = -3.47 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (2.75) = -1.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.12) \text{m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{12}{10} (=12\text{mm})$

- En travée

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.045 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

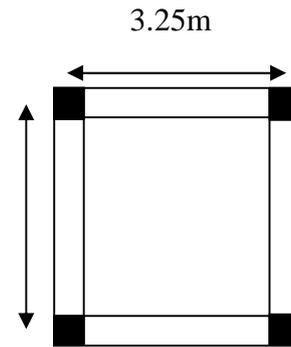


Figure III.4 dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.058; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.087 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.087} \Rightarrow A = 1.71 \text{ cm}^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0159 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.02 ; Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.75 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} \Rightarrow A = 0.88 \text{ cm}^2$$

• aux appuis

Selon xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.03 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.038 ; z = 0.088 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{348 \times 0.088} \Rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Selon yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.016 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.002 ; z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.83 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} \Rightarrow A = 0.59 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.76}{2} \right) \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.07 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y : $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$

Tableau III.11 Le ferrillage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	5.21	3.47	1.71	1.13	1.07	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens yy	2.75	1.83	0.88	0.59	0.96	4T8=2,01	4T8=2,01

▪ **Espacement des armatures**

- **Armatures // L_x**: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm (charge répartie)

- **Armatures // L_y**: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S_t=25cm pour les deux sens.

3. Vérification à l'ELU

L'effort tranchant :

on doit s'assurer que τ_u < τ̄ tel que τ̄ = 0.05 f_{c28}

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{13.6 \times 3.8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.76}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 18.7 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{18.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} \Rightarrow \tau_U = 0.173 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'ELS

a. **État limite de compression du béton :** (σ_{bc} = $\frac{M_{ser} \times y}{I}$) ≤ (σ̄_b = 15MPa)

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0608 \times 9.52 \times 2.90^2 = 5.38 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5274 \times 4.04 = 3.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Selon L_x: M_x^t = 4.04KN.m, A = 3.14cm² ; d = 10.8 cm ; Y = 2.47cm ; I = 2510.7 cm⁴

Selon L_y: M_y^t = 2.65KN.m, A = 2.01cm² ; Y = 2.47 cm ; I = 2510.7 cm⁴

$$\sigma_{bc} = 2.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L_x: M_x^t = 4.04KN.m, A = 3.14cm² et d = 10.8 cm ; Y = 2.47cm ; I = 2510.7cm⁴

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : η = 1.6 (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 157.22 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon L_y: M_y^t = 2.65KN.m ; A = 2.01cm² ; Y = 2.47 cm ; I = 2510.7 cm⁴

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 103.45 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

c. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0.041 > 0.037 \dots \text{Vérfié. BAEL91 (Art. L.IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00029 < 0.005 \dots \text{Vérfié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.0315 > ? 0.037 \dots \text{ce n'est pas Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \text{Vérfié.}$$

Les conditions de flèche sont pas vérifiées dans le sens y.

Vérification de la flèche**Calcul de la flèche.**

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} ; \text{ avec } \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} : \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i : \text{Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = 0.0018$$

$$I = 1.74 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$Y = 0.0204 \text{ m}$$

-Calcul de λ_i et λ_v :

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 9.4$$

$$* \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 3.76$$

Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

- ❖ Avec q_j charges permanentes avant la mise en place des cloisons.
- ❖ q_g charges permanentes après la mise en place des cloisons.
- ❖ q_p charges permanentes et d'exploitations.

$$q_j = 2.85 * 1 = 3.5 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{j \text{ ser}} = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$q_g = 3.85 * 1 = 4.5 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{g \text{ ser}} = 0.77 \text{ KN.m}$$

$$q_p = (4.52 + 5) * 1 = 9.52 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad M_{p \text{ ser}} = 1.92 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{j \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 34.47 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{g \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 46.57 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 * \frac{M_{p \text{ ser}} * (d - y)}{I} = 115.17 \text{ MPA}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}} = 0$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sg} + f_{t28}} = 0$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{SP} + f_{t28}} = 0$$

NB : Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

Calcul de E_i et E_v :

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

$$E_{vj} = 3700 * (f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

-Calcul de l'inertie fictive

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} * l^2}{10 E_i * I_{f_{gi}}}$$

$$I_{f_{ig}} = 0.0001614 \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 0.2146 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{p \text{ ser}} * l^2}{10 E_v * I_{f_{gv}}}$$

$$I_{f_{vg}} = 0.0001614 \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 0.644 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 E_i * I_{f_{ji}}}$$

$$I_{f_{ji}} = 0.0001614 \text{ m}^4$$

$$d'où : f_{ji} = 0.1589 \text{ mm}$$

La flèche admissible pour la travée sur quatre appuis

$$L/500 = 395/500 = 0.79 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = 0.644 - 0.1589 + 0.6097 - 0.2146$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.8012$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.8012 \text{ mm} < f_{adm} = 7.6 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

Ferraillage de la dalle sur 4 appuis

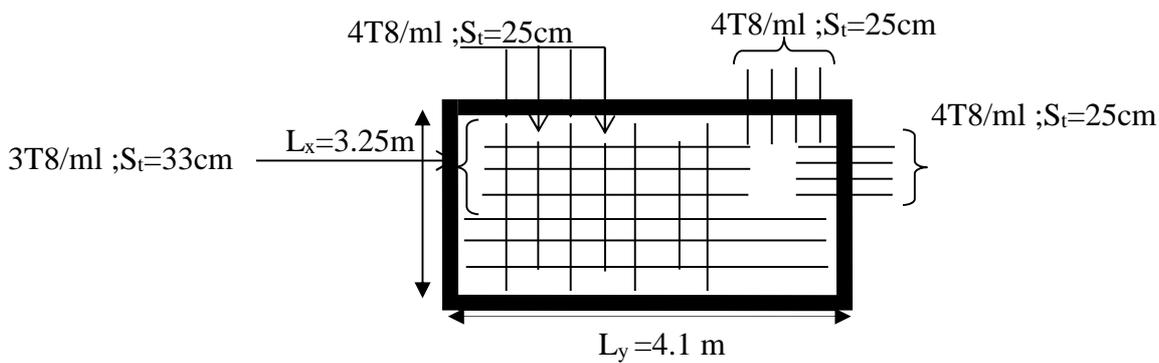


Figure III.5 Schéma de ferraillage Dalle pleine sur quatre appuis

III.2.2. Dalles pleines sur trois appuis

1. Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

2. Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } G = 4.52 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.35 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.52 + 3.5 = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

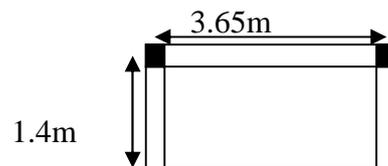


Figure III.6 Dalle sur trois appuis

3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\rho = \frac{1.25}{3.3} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille comme une poutre (sur un seul sens)}$$

$$l_x = 1.4 - 0.15 = 1.25 \text{ m} \quad l_y = 3.65 - 0.35 = 3.3 \text{ m}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 3.69 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 12.31 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 3.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 7.24 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 1.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{10}{10} ; \text{ Soit } \phi_x \leq 10 \text{ mm}$$

$$d_x = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c\right) \Rightarrow d_x = 10 - \left(\frac{3}{2} \times 10 + 3\right) = 5.5 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_y = 10 - \left(\frac{10}{2} + 3\right) = 6.5 \text{ cm}$$

Tableau.III.12 Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	12.31	0.177	0,245	0.063	5.60	0.84	5T12=5.65
	Selon y	3.14	0,045	0,057	0,068	1.32	0.84	4T10=3.14
En appui	Selon x	7.24	0.104	0.138	0.066	3.14	0.84	4T10=3.14
	Selon y	1.84	0.027	0.033	0.069	0.76	0.84	4T8 =2,01

4 Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})$. Donc $S_t \leq 45\text{ cm}$; On opte : $S_t=25\text{ cm}$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$. Donc : $S_t \leq 33\text{ cm}$; On opte: $S_t=20\text{ cm}$

5 Vérification a l'E.L.U

• L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} = \frac{11.35 \times 1.25}{2} = 7.09 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.101 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vériefie}$$

6 Vérification a l'E.L.S

a. État limite de compression du béton

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Travée // Lx :

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.23 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 10.23 = 8.69 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2.61 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 2.61 = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.55 = 0$$

On trouve : $y = 0,027\text{ m}$

• Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0296^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,55 - 0,0296)^2$$

$$I = 2.22 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

• Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.23 \times 10^{-3} \times 0,027}{2.22 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10.56 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifié.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

• Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10.23 \times 10^{-3}}{2.22 \times 10^{-5}} \times (0.55 - 0.027) \Rightarrow \sigma_{st} = 252.39 \text{ MPa} < ? 240 \text{ MPa} \quad \text{Ce n'est pas Vérifié.}$$

Travée //à Ly

$$y = 0.023 \text{ m}$$

$$I = 1.707 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 90.79 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.096 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0078 < 0.005 \dots \dots \dots \text{ce n'est pas vérifié.}$

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.03 > 0.042 \dots \dots \dots \text{c'est pas Vérifié.}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0006 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de flèche sont pas toutes vérifiées donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.13 vérification de la flèche pour la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens X	Sens Y	
$M_j \text{ (t.m)}$	0.30912	$M_j \text{ (t.m)}$	0.07886
$M_g \text{ (t.m)}$	0.41758	$M_g \text{ (t.m)}$	0.10653
$M_p \text{ (t.m)}$	1.03257	$M_p \text{ (t.m)}$	0.26341
ρ	0.00807	ρ	0.00561
λ_i	2.60177	λ_i	3.74046
λ_v	1.04071	λ_v	1.49618
Y(m)	0.02700	Y(m)	0.02343
I (m ⁴)	0.00002	I (m ⁴)	0.00002
$\sigma_{stj} \text{ (Mpa)}$	89.69027	$\sigma_{stj} \text{ (Mpa)}$	32.26512
$\sigma_{stg} \text{ (Mpa)}$	121.16054	$\sigma_{stg} \text{ (Mpa)}$	43.58621
$\sigma_{stp} \text{ (Mpa)}$	299.59698	$\sigma_{stp} \text{ (Mpa)}$	107.77681
μ_j	0.26437	μ_j	0.00000

μ_g	0.38870	μ_g	0.00000
μ_p	0.68784	μ_p	0.18701
I_0 (m ⁴)	0.00009	I_0 (m ⁴)	0.00009
Sous j			
I_{fi} (m ⁴)	0.00006	I_{fi} (m ⁴)	0.00009
I_{fv} (m ⁴)	0.00007	I_{fv} (m ⁴)	0.00009
Sous g			
I_{fi} (m ⁴)	0.00005	I_{fi} (m ⁴)	0.00009
I_{fv} (m ⁴)	0.00007	I_{fv} (m ⁴)	0.00009
Sous p			
I_{fi} (m ⁴)	0.00003	I_{fi} (m ⁴)	0.00006
I_{fv} (m ⁴)	0.00006	I_{fv} (m ⁴)	0.00007
E_v (Mpa)	10818.86563	E_v (Mpa)	10818.86563
E_i (Mpa)	32456.59689	E_i (Mpa)	32456.59689
f_{gv} (mm)	0.88794	f_{gv} (mm)	1.13756
f_{ji} (mm)	0.26330	f_{ji} (mm)	0.28070
f_{pi} (mm)	1.45362	f_{pi} (mm)	1.59350
f_{gi} (mm)	0.42385	f_{gi} (mm)	0.37919
f (mm)	1.65441	f (mm)	2.07118

La flèche admissible pour la travée sur trois appuis

$L/500 = 125/500 = 0.25$ cm (sens X)

$\Delta f_x = 1.65\text{mm} < f_{adm} = 25\text{mm}$

$L/500 = 330/500 = 0.66$ cm (sens Y)

$\Delta f_x = 2.07\text{mm} < f_{adm} = 25\text{mm}$

La flèche est vérifiée.

Ferraillage de la dalle sur 3 appuis

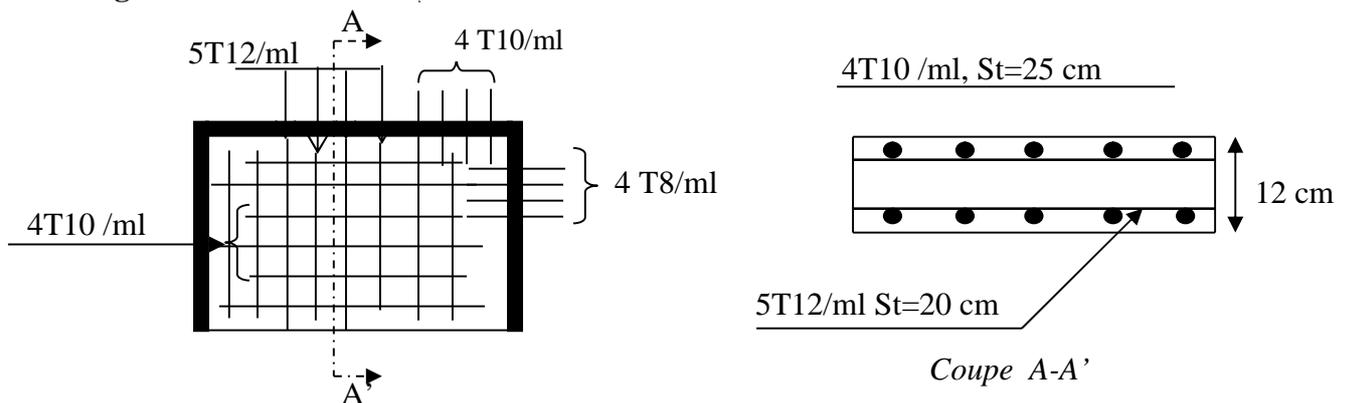


Figure III.7 Schéma du ferraillage du balcon sur trois appuis

III.3 Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher de la terrasse inaccessible. Il est conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales.

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

III.3.1) Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.3.2) Evaluation des charges et surcharges

▪ Surface de l'acrotère

$$S = 60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

▪ Poids de l'acrotère

G_{crot} = Le poids propre de l'acrotère + Le poids d'enduit en ciment

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Charge sismique : $F_p = 4.A.Cp.Wp \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3)}$.

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Cp : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Wp : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 2,125 \text{ KN/ml}$.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ Cp = 0,8. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}.$$

III.3.3) Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 0,0628 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 0,332 \text{ m}$$

b) Moment engendré par les sollicitations

$$N_G = 2,125 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,02 * 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m}$$

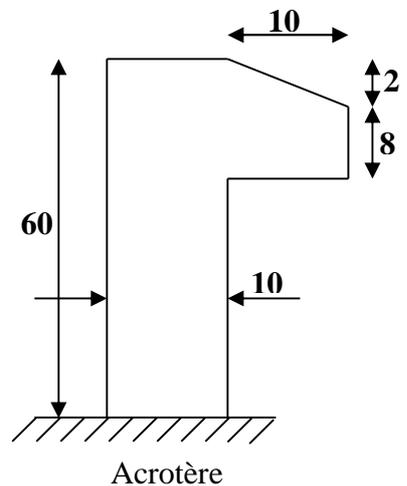


Fig.III.8 schéma statique de l'acrotère

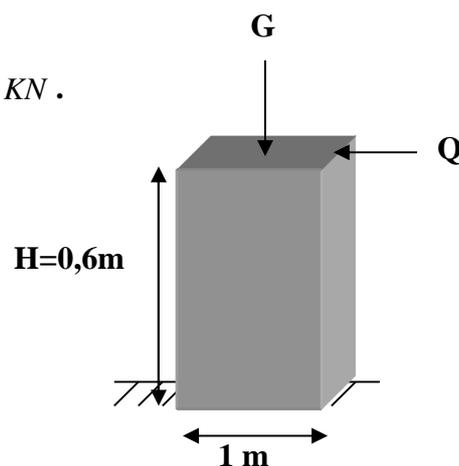


Fig.III.9 sollicitations de l'acrotère

Tableau III.14 sollicitations et combinaisons d'action.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,125	2,868	2,125
M (KN.m)	0,9386	0,9	0,6

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : l'excentricité additionnelle:

e_1 : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; L / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0,3138 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,3338 \text{ m.}$$

Le Calcul se fait à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.

l_f : longueur de flambement de l'élément considéré

$$l_f = 2 * h = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 * (1,2)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,864 \text{ cm.}$$

D'où

$$e_t = 33,38 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 2,868 \text{ KN} ; M_u = N_u * e_t = 2,868 * 0,34244 \Rightarrow M_u = 0,98 \text{ KN.m.}$$

d) Ferrailage

▪ l'ELU

$$h = 10\text{cm. } d = 8\text{cm. } b = 100\text{cm.}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d-h/2)$.

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,868 * (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0168$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{0,0794 * 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3858 * 10^{-4} - \frac{2,868 * 10^{-3}}{348} = 0,3034 \text{ cm}^2$$

e) Vérifications à L'ELU : [BAEL91]

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement des armatures**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0252 \text{ KN.}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de l'adhérence**

$\tau_{se} = V_u / (0,9 * d * \Sigma\mu_i)$ tel que $\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n * \pi \Phi = 7,54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2,02 * 10^{-3} / (0,9 * 0,08 * 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,372 \text{ Mpa}$$

$$0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

f) Vérifications à l'ELS : [BAEL91]▪ **Vérification des contraintes**

$$d = 0,08\text{m}$$

Selon le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_1$$

Tel que :

e_1 : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} + (d - h/2) = 0,6/2,125 + (0,08 - 0,1/2) = 0,31235 \text{ m.}$$

$$e_a > d \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow C = 0,08 - 0,31235 = -0,23235 \text{ m.}$$

$$C = -0,23235\text{m}$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + C \quad ; \quad y_c^3 + p*y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3*c^2 + (d-c)*6nA_s/b$$

$$p = -3*(-0,23235)^2 + (0,08 + 0,23235) * (6*15*2,01)/1 = 56,342\text{m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s/b = -2(-0,197)^3 - (0,08 + 0,197)^2 * (6*15*2,01)/1$$

$$q = -17,6234 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4*p^3/27 = 26807,57 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5*(\Delta^{1/2} - q) = 90,676\text{m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,49\text{m.}$$

$$y_c = Z - p/(3*Z) = 4,49 - 56,34215/(3*4,49) = 0,307 \text{ (distance de l'axe neutre au centre de pression)}$$

$$y_{\text{ser}} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

• **Calcul des contraintes**

$$I = b*y_{\text{ser}}^3/3 + 15 * (d - y_{\text{ser}})^2 \rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1*(0,07465)^3/3 + 15 * 2,01 * (0,08 - 0,07465)^2 = 1,0016*10^{-3} \text{ m}^4.$$

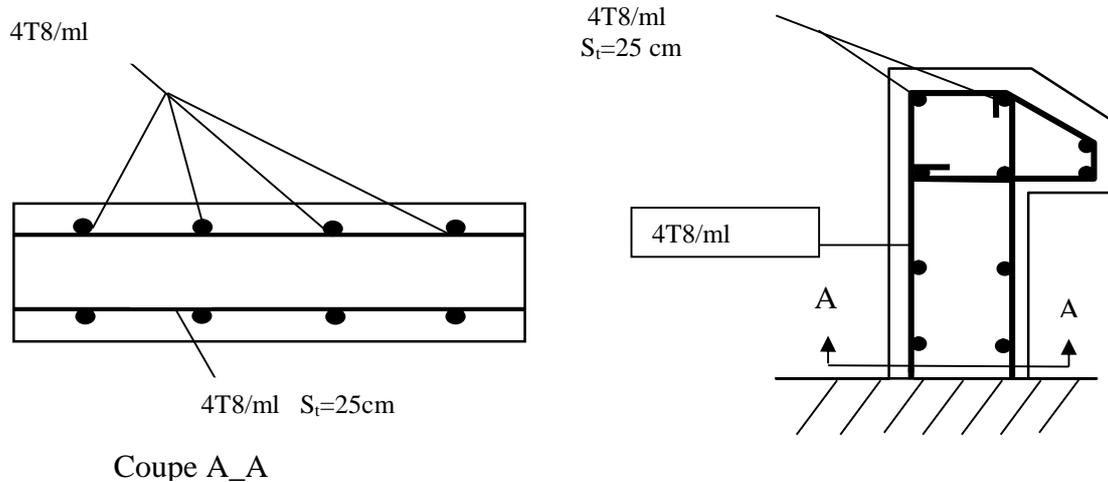
$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}}*(y_{\text{ser}})/I = 0,04862 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04862 < 15\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifiée .}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{\text{ser}} * (d - y_{\text{ser}})/I = 0,05226 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2 f_e ; 150 * \eta) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0,0226\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

Ferrailage de l'acrotère



Coupe A_A

III.4 Etude des escaliers :

Définition : U **Figure III.10 Schéma de ferrailage de l'acrotère**

autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a deux types d'escalier et il est fait en béton armé.

u à un

III.4.1 étude de la volée

1) Evaluation des charges

$G_v = 7.24 \text{ KN/m}^2$

$G_p = 4.52 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$P_{mur} = 2.72 \times 3.06 \times 0.5 = 4.16 \text{ KN/ml}$

À l'ELU : $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS : $q = G + Q$

2) Calcul des sollicitations

l'ELU : $q_p = (1.35 \times 7.24) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 13.52 \text{ KN / ml}$

l'ELS : $q_p = 7.24 + 2.50 \Rightarrow q_p = 9.74 \text{ KN / m}$

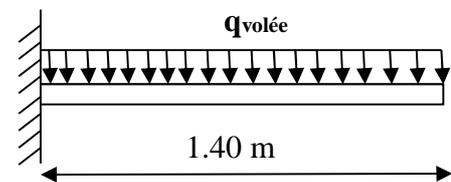


Figure.III.11 Schéma statique de la volée

Tableau III.15 sollicitations sur l'escalier

	$P_{mur} \text{ (KN/m)}$	$q_{volée} \text{ (KN/m)}$	$q_{palier} \text{ (KN/m)}$
l'ELU	5.62	13.52	9.85
l'ELS	4.16	9.74	7.02

3) Etude de la pailasse

Par la méthode RDM, on trouve

$R_a = 18.93 \text{ KN}$, $V^{max} = 18.93 \text{ KN}$ et $M_a = 13.25 \text{ KN.m}$

Calcul à l'E.L.U

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h).

Avec : b = 100 cm ; h = 12 cm ; d = 9 cm ;

-Le Ferrailage de la volée

Les volées travaillent dans le sens L_x (la largeur) donc nous allons calculer avec le moment Max de la console.

Tableau III.16 Ferrailage de la volée

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appui	13.25	0.115	0.153	0.084	4.51	109	4T12 = 4.52

- Calcul des armatures de transversales

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{5.65}{4} \Rightarrow A_a \geq 1.41 \text{cm}^2 / m$, on choisit : 4T8 = 2.01cm²/m

3. Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$ on opte $S_l = 20 \text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{cm}$

Vérification à l'E.L.U

- l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0,21 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (18.93 \times 10^{-3} - \frac{13.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.09}) \times \frac{1.15}{400}$$

$A > -4.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 1.2 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 15.07 \text{cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 15.07 \times 10^{-2}} = 0.155 MPa. \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84.75 \times y - 762.75 = 0 \Rightarrow y = 4.84 cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5245.98 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{5245.98 \times 10^{-8}} \times 0.0484 \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.22 MPa < \bar{\sigma} (=15 MPa)$$

Condition vérifiée.

c) Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 > 0.0625; \dots c'est \text{ vérifié}$$

(BAEL 91 ; L,4,2)

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0062 < 0.005 \dots c'est \text{ pas vérifié}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul nous avons obtenu les résultats suivants :

$$f_{gv} = 0.50762 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = 0.11297 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 0.56731 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 0.21012 \text{ mm}$$

$$f = 0.75184 \text{ mm} < f_{admi} = \frac{140}{250} = 5.6 \text{ mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de la volée

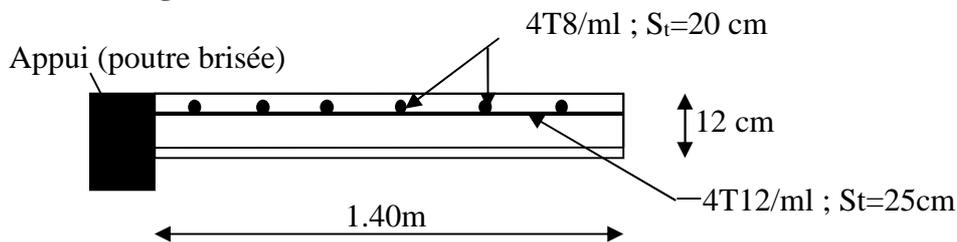


Figure.III.12 schéma de ferrailage de la volée

4) étude du Palier

1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_{palier} = 4.52 KN / m^2 ;$$

$$G_{mur} = 2.72 \times 3.06 \times 0.5 = 4.16 KN$$

2. Calcul des sollicitations

l'ELU : $q_p = (1.35 \times 4.52) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 9.85 \text{ KN / ml}$

$q_{mur} = 1.35 \times 4.16 = 5.62 \text{ KN / m}$

l'ELS : $q_p = 4.52 + 2.50 \Rightarrow q_p = 7.02 \text{ KN / m}$

Calcul à l'E.L.U

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h).
Avec : b = 100 cm ; h = 12 cm ; d = 9 cm ;

Tableau III.17 ferrailage du palier

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En appuis	17.52	0.152	0.207	0.082	6.10	1.09	6T12=6.79

Par la méthode RDM, on trouve

- Les réactions

$R_a = 19.41 \text{ KN.}$

$V^{max} = 19.41 \text{ KN}$

$M^a_{max} = 17.52 \text{ KN.M}$

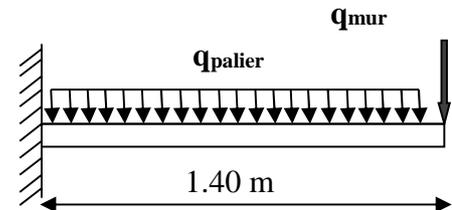


Figure III.13 Schéma statique du palier

-Le Ferrailage du Palier

Les volées travaillent dans le sens L_x (la largeur) donc nous allons calculer avec le moment Max de la console.

- Calcul des armatures de transversales

En appui : $A_a \geq \frac{A_u}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{6.79}{4} \Rightarrow A_a \geq 1.70 \text{ cm}^2 / m$, on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

3. Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ on opte $S_l = 16 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

4. Vérification à l'E.L.U

- l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (19.41 \times 10^{-3} - \frac{17.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.09}) \times \frac{1.15}{400}$$

A > - 5.66 cm²..... condition vérifiée

Vérification à l'ELS

a) **Vérification de la contrainte d'adhérence** : $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 MPa$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 6 \times 1.2 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 22.61 cm$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 22.61 \times 10^{-2}} = 1.06 MPa. \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de l'état limite de compression du béton** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 101.85 \times y - 916.65 = 0 \Rightarrow y = 3.38 cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4504.02 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.70 \times 10^{-3}}{4504.02 \times 10^{-8}} \times 0.0338 \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.53 MPa < \bar{\sigma} (=15 MPa)$$

Condition vérifiée.

c) **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 > 0.0625; \dots c'est vérifié$$

(BAEL 91 ; L,4,2)

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0062 < 0.005 \dots c'est pas vérifié$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul nous avons obtenu les résultats suivants :

fgv = 1.785 mm

fji = 0.112 mm

fpi = 1.384 mm

fgi = 0.958 mm

$$f = 2.098 \text{ mm} < f_{\text{admi}} = \frac{140}{250} = 5.6 \text{ mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

Schémas de ferrailage du palier

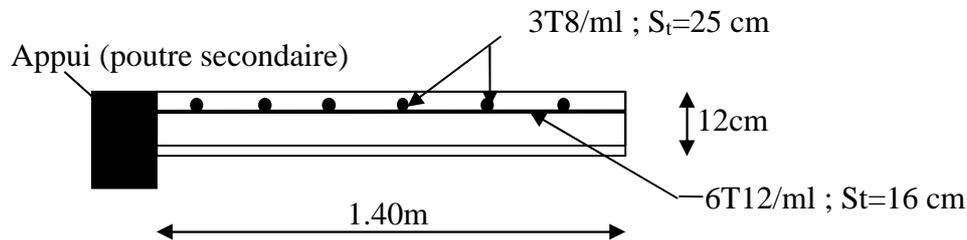


Figure.III.14 schéma de ferrailage du palier

III.5 Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Pré-dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$L = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend: $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

2. Calcul à la flexion simple

2.1. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } P_m = 2.72 \times 1.53 \Rightarrow P_m = 4.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids total: } P_t = 6.78 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par la volée est une réaction :

$$\text{- A l'ELU: } R_{\text{volée}} = 13.52 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (1.35 \times 6.78) + 13.52 \Rightarrow P_u = 22.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{- A l'ELS: } R_{\text{volée}} = 9.74 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 6.78 + 9.74 \Rightarrow P_s = 16.52 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{22.67 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_u = 45.34 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{16.52 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_s = 33.04 \text{ KN/m}$$

2.2. Les moments sollicitant

$$M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 34.00 \text{ KNm}$$

A l'ELU :

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 22.67 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 24.78 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 16.52 \text{ KNm}$$

Tableau III.18 Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
En travée	34	0.078	0.102	0.307	3.18	1.16
En appui	22.67	0.052	0.067	0.311	2.1	1.16

Vérification à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{13.52 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,14MPa < \tau_u^- \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (13.52 \times 10^{-3} - \frac{45.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,32}) \times \frac{1.15}{400}$$

A > - 4.13 cm².... condition vérifiée

- **Calcul de l'espacement St**

1) $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 288$ On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

3. **Calcul à la torsion :** $\Omega = 750 \text{ cm}^2$, $e = (30/6) \Rightarrow e = 5\text{cm}$, $U = 110 \text{ cm}$.

4.1. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée $M_{tor} = 13.25 \text{ KN.m}$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 2.79 \text{ cm}^2$$

4.2. Les armatures longitudinales :

4. **Vérification de la condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$.

5. **Section d'armature longitudinale à prendre**

- En travée : $A = 3.18 + 2.79/2 \Rightarrow A = 4.57 \text{ cm}^2$, on opte : $A = 3T12 + 3T10 = 5.75 \text{ cm}^2$
- En appui : $A = 2.10 + 2.79/2 \Rightarrow A = 3.49 \text{ cm}^2$, on opte: $A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

6. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{flexion} = 0,14MPa; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1.76MPa$$

BAEL91 (article II.2.b)

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25Mpa \Leftrightarrow 1.76^2 + 0,14^2 \leq 3,25^2 \Rightarrow 3.12 \leq 10,56.....Vérifié$$

7. Armatures transversales : On opte St = 15cm en travée et St = 10cm en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow \begin{matrix} A_{tor}^t = 0,38cm^2.....travée \\ A_{tor}^t = 0,25cm^2.....appuis \end{matrix}$$

- **Section d'armature transversale à prendre**

- En travée : A = 0.45+0.38 ⇒ A = 0.62cm²
- En appui : A = 0.3+0.25 ⇒ A = 0.41cm²

On choisit : un cadre et un étrier de T8

8. Vérification à l'E.L.S

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

- **Au appuis :** Ma=16.52 KN.m ; y = 10.99 cm ; I = 51346.22 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{51346.22 \times 10^{-8}} \times 10.99 \times 10^{-2} = 3.53 < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **En travée :** Mt=24.78 KNm ; y=11.73 cm ; I=57992.56cm⁴.

$$\sigma_{bc} = 5.01 < \overline{\sigma}_{bc} \text{Condition vérifié}$$

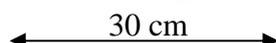
a) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.087 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.087 > 0.074;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.007 < 0.01$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage



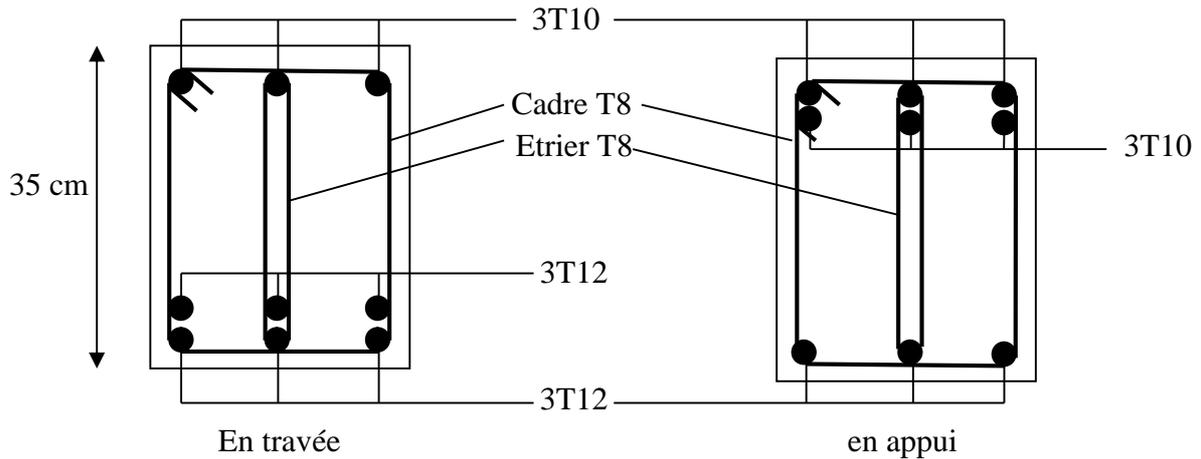


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6 Etude des poutres de chaînages

III.6.1 Définition

- **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

III.2 Dimensionnement : $L_{\max} = 3.65m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 24.33cm \leq h \leq 36.5cm \quad \text{Condition de flèche (RPA Art 9.3.3)}$$

On adopte : $h = 30cm$; $b = 30cm$.

III.6.3 Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.72 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.51 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Réaction de la dalle : } P_D = 4.86 \times \frac{2.25}{3.75} \Rightarrow P_D = 2.916 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.51) \Rightarrow P_u = 13.17 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 7.51 + 2.25 = 9.76 \text{ KN/ml}$$

III.6.4 Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 21.93 \text{ KN m}; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 16.45 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5M_u = -10.96 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$

Tableau III.19 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	16.45	0.053	0.068	0.262	1.78	0.97	3T10=2.36
En appui	10.96	0.035	0.045	0.265	1.18	0.97	3T10=2.36

III.6.5 Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 24.04 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

b) Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

c) L'espacement

1) $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.296 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad \text{.On prend } St = 15 \text{ cm}$

III.6.6 Vérification à l'E.L.S

b) Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad M_s = 16.25 \text{ KNm.}$

$M_t^s = 0.75 \times M_s = 12.19 \text{ KNm}$

$M_a^s = 0.5 \times M_s = 8.125 \text{ KNm}$

Calcul de y : $A = 3.39 \text{ cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021 \text{ cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2347672 \text{ cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 4.16MPa) < 15MPa$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 2.77MPa) < 15MPa$ Vérifiée

c) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.082 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.082 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D’où la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

III.6.7 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

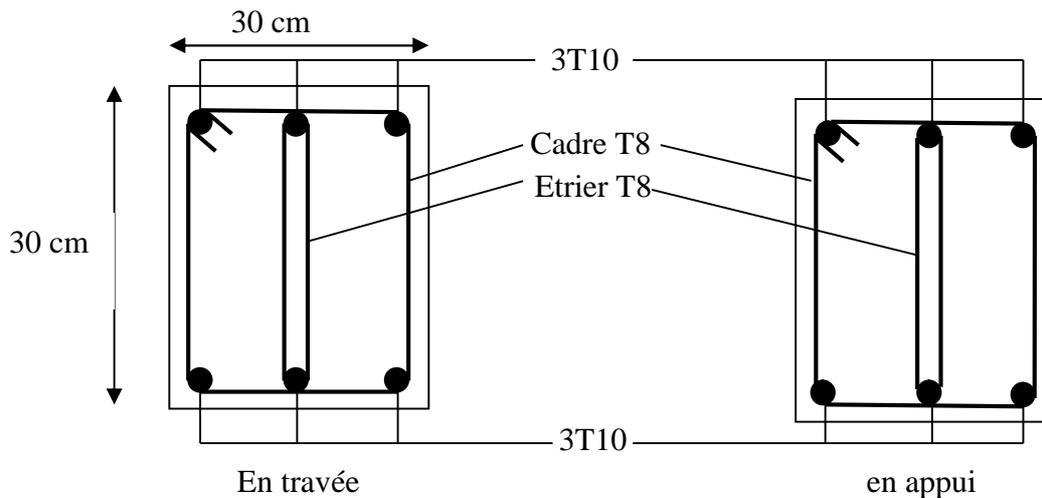


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7.1.1: Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm.}$$

Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

b-) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ **Poids propre de la poutre :** $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

➤ **Réaction (poids transmet par la volée et le palier):**

à L’ELU: $R_B = R_p + R_v = 13.79 + 30.43 = 44.22 \text{ KN/ml.}$

à L’ELS: $R_B = 9.83 + 21.91 = 31.74 \text{ KN/m}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$Q_u \text{ (ELU)} = 44.22 + 1.35 \times 2.25 = 47.26 \text{ KN/ml}$

$Q_u \text{ (ELS)} = 31.74 + 2.25 = 33.99 \text{ KN/ml}$

-Schéma statique:

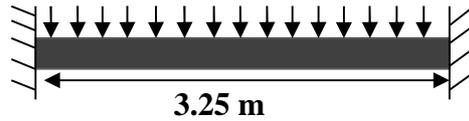


Figure III.17 schéma statique de la poutre palière

La poutre est supposée dans deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{55.7 \times 4.8^2}{24} = 53.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } Ma = \frac{47.26 \times 3.25^2}{24} = 20.79 \text{ KN.m}$$

$$Mt = \frac{47.26 \times 3.25^2}{12} = 41.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } Ma = \frac{33.99 \times 3.25^2}{24} = 14.95 \text{ KN.m}$$

$$Mt = \frac{33.99 \times 3.25^2}{12} = 29.91 \text{ KN.m}$$

-Ferrailage :

$$M_t = 0.75 \times 41.59 = 31.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 41.59 = 20.79 \text{ KN.m}$$

Tableau III.20 Section d'armatures longitudinales de la poutre palière

	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)
travée	31.19	0.30	0.28	0.093	0.123	0.266	3.37
appuis	20.79	0.30	0.28	0.062	0.081	0.271	2.21

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{adoptée} > A_{\min}$)

➤ **Effort tranchant :**

$$V_{u\max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{47.26 \times 3.25}{2} = 76.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{76.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.914 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.23 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 5.75 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

-Armatures transversales :

On fixe $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{ij}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.1 \times (0.914 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400 = 0.27 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 \geq 0.0625 \text{ vérifier}$$

$$2-) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.092 \geq \frac{0.75M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ vérifier}$$

$$3-) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0.004 \leq 0.0105 \text{ vérifier}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche.

c-) Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges du palier sur l'appui.

$$\text{Donc } M_T = 9.85 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} = 9.65 \text{ KN.m}$$

-Contrainte de cisaillement ultime de torsion :

$$\tau_u = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.65 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.54 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Donc c'est vérifié.

-Ferrailage :

La section d'armature longitudinal et transversale est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

-Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{9.65 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 625 \times 10^{-4}} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } \mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm}$$

-Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.65 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

-Ferrailage final de la poutre palière :

$$\text{-En travée : } A_t = 2.22 \times 0.5 + 3.37 = 4.48 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } A_t = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{-En appui : } A_t = 2.22 \times 0.5 + 2.21 = 3.32 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } A_a = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferrailage de la poutre palière

30 cm

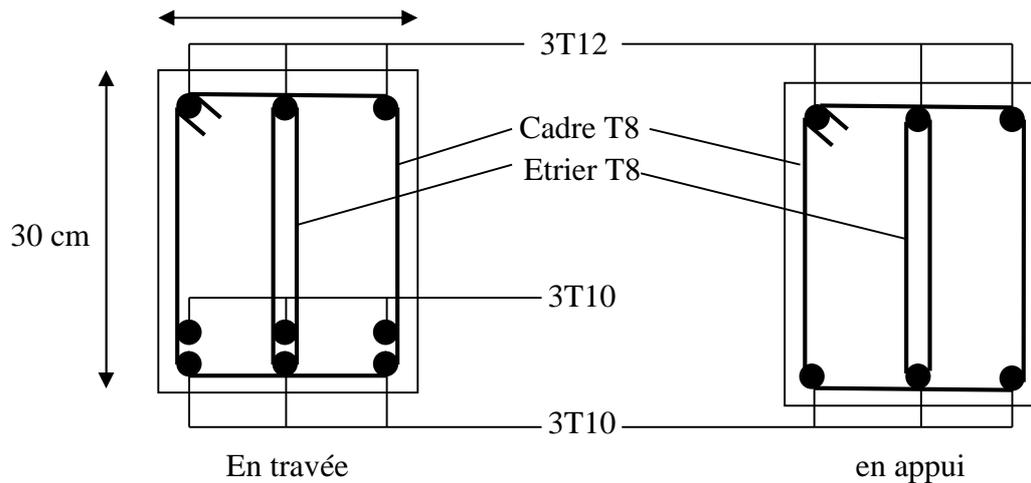


Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8 Etude de l'ascenseur

- ❖ **Caractéristiques de notre ascenseur** Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, ses caractéristiques sont
 - ♣ $L_x = 1.60$ m : Longueur de l'ascenseur.
 - ♣ $L_y = 1.60$ m : Largeur de l'ascenseur.
 - ♣ $H = 220$ cm : Hauteur de l'ascenseur.
 - ♣ $D_m = 82$ KN : Charge due à la salle des machines.
 - ♣ $P_m = 15$ KN : Charge due à l'ascenseur.
 - ♣ $P_{personnes} = 6.3$ KN : La charge nominale.
 - ♣ $V = 1.00$ m/s : la vitesse de l'ascenseur.

❖ Etude de la dalle pleine du local des machines

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

Les études ont montré qu'une épaisseur $e = 20$ cm est convenable. Nous optons donc pour $e = 20$ cm et nous vérifierons cette épaisseur avec le calcul à L'ELS.

$$\text{Soit : } L_x \times L_y = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$$

❖ Evaluation des charges et surcharges

$$G_0 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids propre de la dalle}$$

$$G_1 = 20 \times 0.05 = 1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de revêtement}$$

$$G_{\text{totale}} = G_0 + G_1 = 6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids total de la dalle}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{charge d'exploitation}$$

- Cas de charge répartie à l'ELU

✓ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q = 9.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \quad \text{donc} \quad \mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.0000$$

✓ **Calcul des sollicitations**

A L'ELU

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.904 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.904 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_x^t = M_y^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.77 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_x^0 = -0.27 \text{ KN.m}$

• **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ Située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

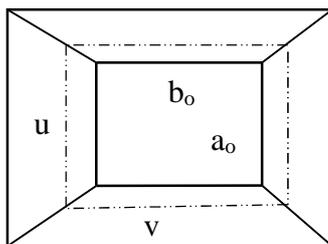


Figure.III.19 Schémas représentant la surface d'impact.

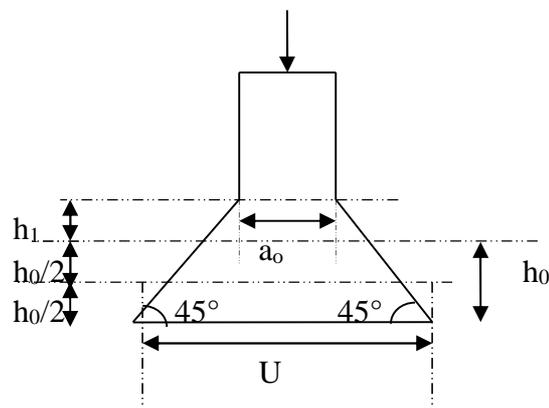


Figure.III.20 Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm.} \\ b_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5\text{cm}$: Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 20\text{cm}$: Epaisseur de dalle.

Sens	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
------	------------	----------	-----------	---------------------------------	--	-----------------------------	---------

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\text{On aura } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm.} \end{cases}$$

▪ Calcul les sollicitations

$$M_X^0 = q_u \times (M1 \times \gamma \times M2)$$

$$M_Y^0 = q_u \times (M2 \times \gamma \times M1)$$

Avec γ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$$\checkmark M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho = 1 \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{160} = 0.687 \rightarrow M1 = 0.064 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_2 \text{ est en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \rho = 1 \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.687 \rightarrow M2 = 0.064 \text{ KN.m}$$

▪ Evaluation des moments Mx1 et Mx2 du système de levage à L'ELU

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN.}$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455\text{KN}$$

$\gamma = 0$ Donc :

$$M_X^0 = q_u \times M1 = 139.455 \times 0.064 = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^0 = q_u \times M2 = 139.455 \times 0.064 = 8.92 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{En travée : } M_X^t = M_Y^t = 0.85 \times M_X^0 = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_X^a = M_Y^a = -0.3 \times M_X^0 = -2.67 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$\text{En travée : } M_X^t = M_Y^t = 0.77 + 7.58 = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_X^a = M_Y^a = (-0.27) + (-2.67) = -2.94 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant

Travée	0.0184	0.0233	0.178	1.37	1.6	4HA8 = 2.01	St ≤ min (2×e, 25cm) St=25
Appuis	0.0065	0.0081	0.179	0.479		4HA8 = 2.01	St ≤ min (2×e, 25cm) St=25

Tableau.III.21 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

▪ **Vérification a l'ELU**

✓ **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL 91 article A.5.2.42, dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite,

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Epaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \leq 0.045 \times 440 \times 20 \times 2.1 / 1.5 = 396 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On a $u = v = 110 \text{ cm}$

$$\Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{3 \times 1.10} = 42.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_{\max} / b \times d = 0.24 \text{ MPA} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas d'armature transversale.}$$

▪ **Calcul à l'ELS**

✓ **Le moment dû au poids propre de la dalle**

$$q_s = (G_0 + G_1) + Q = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = 1 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.79 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments corrigés

En travée : $M_X^t = 0.85 \times M_{0X} = 0.67 \text{ KN.m}$

$M_Y^t = 0.85 \times M_{0Y} = 0.67 \text{ KN.m}$



En appuis : $M_X^a = M_Y^a = -0.3 \times M_X^0 = -0.24 \text{ KN.m}$

✓ **Les moments engendrés par le système de levage**

$q_s = 103.3 \text{ KN}$

$M_X^0 = q_s \times (M1 \times \gamma \times M2) = 103.3 \times (0.064 \times 0.2 \times 0.064) = 0.085 \text{ KN.m}$

$M_Y^0 = q_s \times (M2 \times \gamma \times M1) = 103.3 \times (0.064 \times 0.2 \times 0.064) = 0.085 \text{ KN.m}$

Calcul des moments corrigés

En travée :

En travée : $M_X^t = M_Y^t = 0.85 \times M_X^0 = 0.07 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_X^a = M_Y^a = -0.3 \times M_X^0 = -0.025 \text{ KN.m}$

✓ **Superposition des moments**

En travée : $M_X^t = M_Y^t = 0.67 + 0.07 = 0.74 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_X^a = M_Y^a = (-0.24) + (-0.025) = -0.265 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification à L'ELS**

✓ **Vérification de la contrainte**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.22 Résultats de vérification des contraintes à L'ELS de la dalle de l'ascenseur.

Position	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	3	7683.73	0.29	15	vérifiée
Appui	3	7683.73	0.11	15	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivants :

$\frac{e}{l_x} = 0.125 \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.043 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$$\frac{e}{l_x} = 0.125 \geq 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées. Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

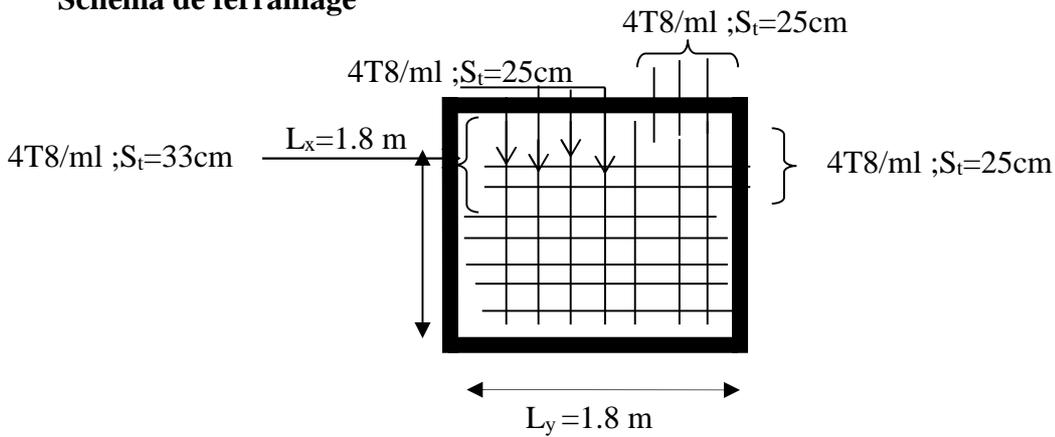


Figure III.21 ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

IV.1.Introduction

Le séisme est un mouvement du sol libérant une énergie qui peut causer des dégâts matériels et humains selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.11**

IV.2) Méthodes de calcul : Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV-2-1) Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
 - Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.
- c. Calcul de la force sismique totale :** La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa ⇒ A = 0,15.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte ⇒ R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99)

Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = 1,05$; $Q_y = 1,10$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \rightarrow \text{usage d'habitation} \\ \beta = 0.6 \rightarrow \text{usage commercial.} \end{array} \right.$$

. D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Tableau IV.2 Poids des éléments.

Niveau	Surface (m ²)	Planchers W _G (KN)	W _Q (KN)	poteaux (KN)	Voiles (KN)	Poutres (KN)	Murs ext (KN)	G escalier (KN)
3.74	469.895	2548.994	2140.3	1326.6	294.755	977.96	546.981	217.169
4.42	472.98	2584.992	830.37	841.5	354.765	977.96	596.814	101.768
7.48	432.705	2190.181	856.177	841.5	238.539	957.15	749.908	101.768
10.54	432.705	2190.181	856.177	841.5	238.539	957.15	749.908	101.768
13.6	432.705	2190.181	856.177	688.5	238.539	957.15	749.908	101.768
16.66	432.705	2190.181	856.177	688.5	238.539	957.15	749.908	101.768
19.72	432.705	2190.181	856.177	688.5	238.539	957.15	749.908	101.768
22.78	432.705	2190.181	856.177	550.8	238.539	957.15	749.908	101.768
25.84	432.705	2190.181	856.177	550.8	238.539	957.15	749.908	101.768
28.9	432.705	2190.181	856.177	428.4	191.306	957.15	749.908	101.768
31.96	432.705	2190.181	856.177	428.4	191.306	957.15	749.908	101.768
35.02	432.705	2190.181	856.177	321.3	191.306	934.58	590.939	/
38.08	446.990	2905.435	488.64	/	20.25	934.58	116.407	/
Σ	/	27356.239	9863.38	6869.7	2913.461	11461.47	8053.332	1017.68

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_G = 57671.882 \text{ KN} \\ W_Q = 5334.002 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow W = 58738.6824 \text{ KN}$$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.82 \text{ s} \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.4).}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Art. 4.7).}$$

Mais dans notre travail nous avons utilisé la première formule.

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times T_1$$

$h_N = 42.42 \text{ m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

$$D' \text{ où : } T = 1.069 \text{ s.}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

- Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99 tableau 4-7**)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

RPA (Art 4.3.3)

$$T_2 < T < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considérer

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou : $D_x = D_y = 1.059$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.059 \times 1.05}{5} \times 63136.357 \Rightarrow V_{st,x} = 2106.13 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.059 \times 1.1}{5} \times 63136.357 \Rightarrow V_{st,y} = 2206.43 \text{ KN}$$

IV-2-2) Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. principe

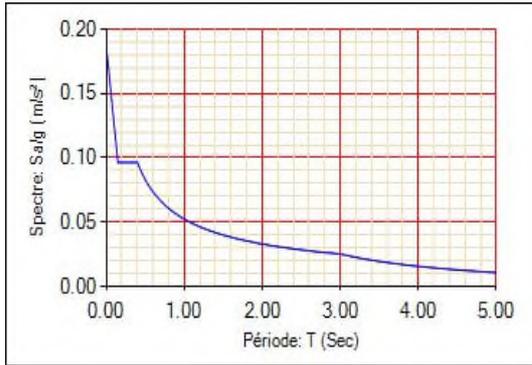
Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

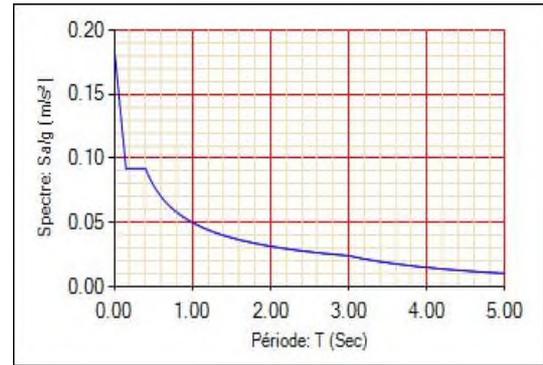
Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).



Spectre de repense Ex



Spectre de repense Ey

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel d'analyse des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci dessous sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC**

Tableau IV.3. *Résumé des caractéristique géométrique de la structure*

Niveau	Hauteur(m)	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
S sol	3.74	469.895	14.53	8.69	10684.9147	34849.5578
RDC	4.42	472.98	14.53	8.75	10995.6041	35065.4726
Etage 1	7.48	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 2	10.54	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 3	13.6	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 4	16.66	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 5	19.72	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 6	22.78	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 7	25.84	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 8	28.9	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 9	31.96	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 10	35.02	432.705	15.1	9.69	8238.0172	32503.5851
Etage 11	38.08	446.990	15.1	9.66	8374.9944	32725.2994

A_i : Surface du plancher au niveau i.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_x : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.5. Calcul des caractéristiques des nœuds mètre

$$m_i = \frac{W_i}{g}; \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2; \quad I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y)$$

Tableau IV.4. Les résultats nœuds mètre

	Niveau	A _i (m ²)	W _Q (KN)	W _G (KN)	W _i (KN)	m _i (t)	I _{mz} (m ⁴)
S sol	3.74	469.895	2140.3	5251.241	5679.301	578.929765	56100.3234
RDC	4.42	472.98	830.37	5287.265	5453.339	555.895922	54135.8296
Etage 1	7.48	432.705	856.177	5024.712	5195.947	529.658247	49870.2942
Etage 2	10.54	432.705	856.177	5024.712	5195.947	529.658247	49870.2942
Etage 3	13.6	432.705	856.177	4871.712	5042.947	514.061916	48401.8122
Etage 4	16.66	432.705	856.177	4871.712	5042.947	514.061916	48401.8122
Etage 5	19.72	432.705	856.177	4871.712	5042.947	514.061916	48401.8122
Etage 6	22.78	432.705	856.177	4734.012	4905.247	500.025219	47080.1785
Etage 7	25.84	432.705	856.177	4734.012	4905.247	500.025219	47080.1785
Etage 8	28.9	432.705	856.177	4611.612	4782.847	487.548155	45905.3929
Etage 9	31.96	432.705	856.177	4611.612	4782.847	487.548155	45905.3929
Etage 10	35.02	432.705	856.177	4221.205	4392.440	447.751315	42158.2972
Etage 11	38.08	446.99	488.64	3983.022	4080.750	415.978593	38248.8252

Avec : W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Poids d'exploitation de l'étage.

Remarque : Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles), parce que le Logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

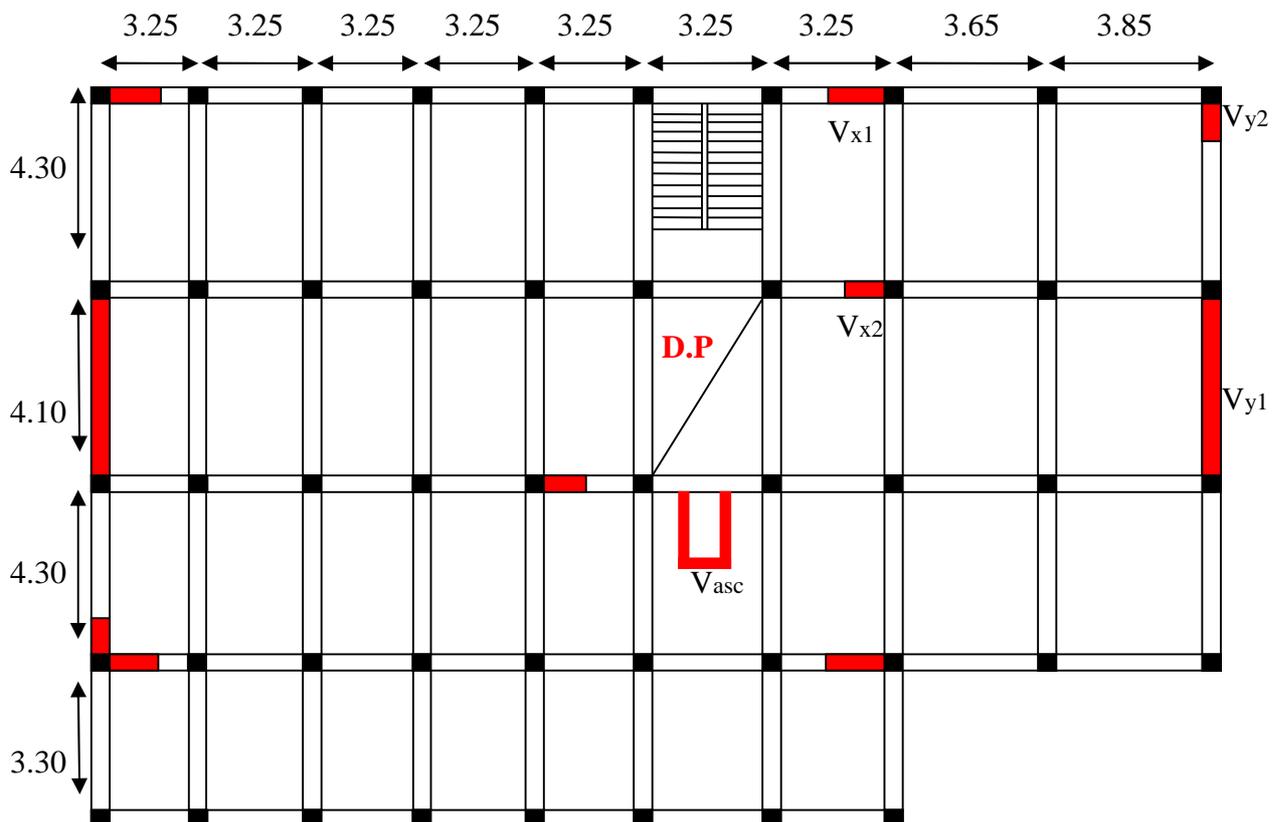


Figure VI.1 disposition des voiles

V.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.5. Période et taux de participation.

mode	Période (Sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.022251	0.78854	0.00079	0.000001511	0.78854	0.00079	0.000001511
2	0.994184	0.00083	0.71408	0.000000318	0.78937	0.71487	0.000001829
3	0.789159	0.0018	0.00079	0.000001464	0.79117	0.71566	0.000003294
4	0.339968	0.10761	0.00009915	0.00001334	0.89877	0.71576	0.00001664
5	0.292356	0.00007171	0.14802	0.00006115	0.89885	0.86378	0.00007779
6	0.225169	0.0006	0.0000385	0.000007515	0.89945	0.86382	0.0000853
7	0.18609	0.03533	0.0000308	0.000003136	0.93478	0.86385	0.00008844
8	0.143021	0.00001008	0.0544	9.555E-08	0.93479	0.91825	0.00008853
9	0.121306	0.01766	0.00001562	0.00007167	0.95246	0.91826	0.00016
10	0.108246	0.00016	0.00173	0.0015	0.95262	0.91999	0.00166
11	0.106171	0.00021	0.00408	0.01574	0.95282	0.92407	0.01741
12	0.105198	0.00000117	0.00008346	0.56987	0.95282	0.92416	0.58728

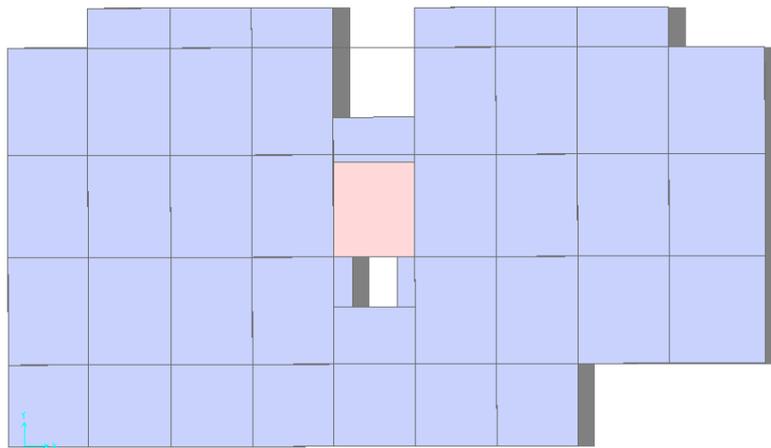


Figure VI.3 1^{er} mode translation sens xx ($T= 1.022 s$)

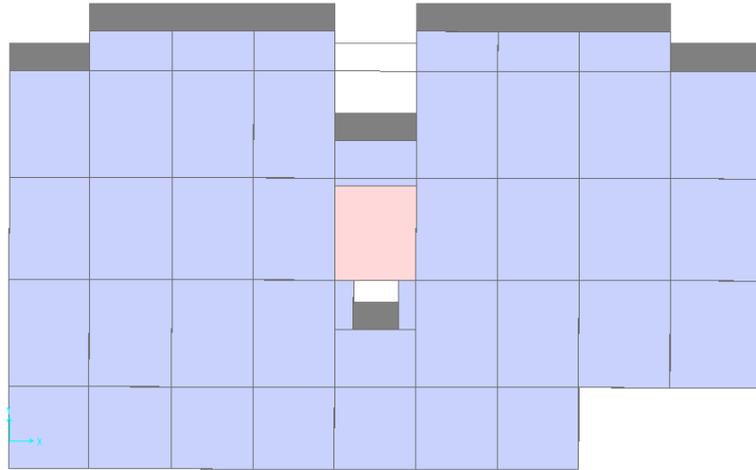


Figure VI.4. 2^{em} mode translation sens yy ($T= 0.994 s$)

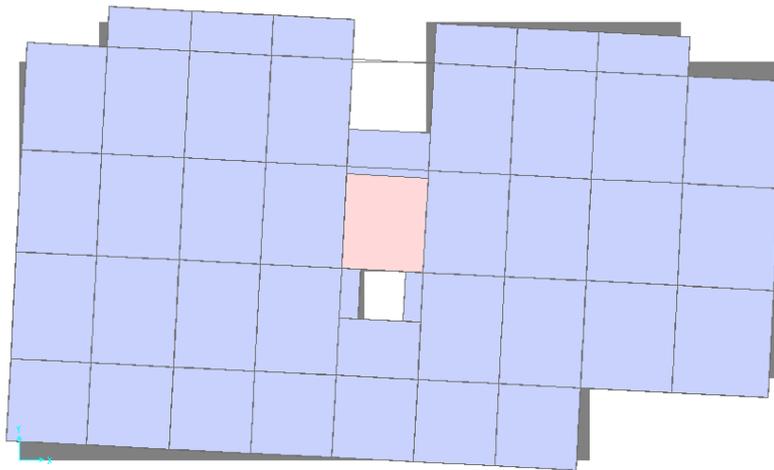


Figure VI.5. 3^{em} mode torsion autour de z ($T= 0.789 s$)

Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_x=78.85\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=71.40\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 %

$$T_{SAP} = 1.022 < T = 1.069 s$$

a) Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.6. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

	Niveau	portique (KN)	voile (KN)	VOILE (%)	PORTIQUE (%)
S sol	3.74	-61586.00	-10980.84	15.13	84.87
RDC	4.42	-55044.38	-10476.27	15.99	84.01
Etage 1	7.48	-51462.94	-11920.30	18.81	81.19
Etage 2	10.54	-46074.04	-9060.51	16.43	83.57
Etage 3	13.6	-41101.78	-10280.03	20.01	79.99
Etage 4	16.66	-35966.80	-7656.65	17.55	82.45
Etage 5	19.72	-31178.66	-6805.83	17.92	82.08
Etage 6	22.78	-26255.95	-6035.95	18.69	81.31
Etage 7	25.84	-21636.96	-5100.55	19.08	80.92
Etage 8	28.9	-16973.67	-4177.67	19.75	80.25
Etage 9	31.96	-12793.19	-2948.44	18.73	81.27
Etage 10	35.02	-8229.04	-2052.02	19.96	80.04
Etage 11	38.08	-4241.72	-1096.40	20.54	79.46

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf le dernier étage.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.7. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

niveaux	sens xx				sens yy			
	Portique(KN)	Voile (KN)	Portique(%)	voile (%)	Portique(KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)
3.74	1517.58	724.94	67.67	32.33	614.08	1440.08	29.89	70.11
4.42	1138.31	1036.42	52.34	47.66	507.89	1357.74	27.22	72.78
7.48	1543.54	439.17	77.85	22.15	934.67	899.56	50.96	49.04
10.54	1310.84	587.22	69.06	30.94	789.79	967.86	44.93	55.07
13.6	1329.39	464.18	74.12	25.88	859.24	792.18	52.03	47.97
16.66	1112.53	551.62	66.85	33.15	807.66	735.75	52.33	47.67
19.72	1082.31	442.75	70.97	29.03	827.95	599.23	58.01	41.99
22.78	1090.73	291.07	78.94	21.06	670.03	656.90	50.49	49.51
25.84	878.91	338.38	72.20	27.80	646.29	519.57	55.43	44.57
28.9	652.84	377.15	63.38	36.62	564.65	461.61	55.02	44.98
31.96	576.08	241.99	70.42	29.58	526.31	304.43	63.35	36.65
35.02	411.71	175.49	70.11	29.89	373.44	245.48	60.34	39.66
38.08	370.42	152.36	70.86	29.14	326.65	197.31	62.34	37.66

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

TYPE	N _d (KN)	A (m ²)	V	remarque
P1 (60×55)	2436.366	0.33	0.2953	vérifiée
P2 (55×55)	1907.908	0.3025	0.2523	vérifiée
P3 (55×50)	1669.235	0.275	0.2428	vérifiée
P4 (50×50)	1393.652	0.25	0.2223	vérifiée
P5 (50×45)	1089.444	0.225	0.1937	vérifiée
P6 (45×45)	740.502	0.2025	0.1463	vérifiée
P7 (45×40)	356.902	0.18	0.0793	vérifiée

d) Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA (Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements.

Niveau	hauteur (m)	Sens xx						Sens yy				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
11 ^{ème} étage	38.08	1.6	8	7.75	0.25	306	0.0008	1.54	7.7	7.2	0.5	0.0016
10 ^{ème} étage	35.02	1.55	7.75	7.4	0.35	306	0.0011	1.44	7.2	6.7	0.5	0.0016

9 ^{ème} étage	31.96	1.48	7.4	7	0.4	306	0.0013	1.34	6.7	6.1	0.6	0.0019
8 ^{ème} étage	28.9	1.4	7	6.5	0.5	306	0.0016	1.22	6.1	5.5	0.6	0.0019
7 ^{ème} étage	25.84	1.3	6.5	5.95	0.55	306	0.0018	1.1	5.5	4.85	0.65	0.0021
6 ^{ème} étage	22.78	1.19	5.95	4.35	0.6	306	0.0019	0.97	4.85	4.4	0.45	0.0015
5 ^{ème} étage	19.72	1.07	5.35	4.7	0.65	306	0.0021	0.88	4.4	3.5	0.5	0.0016
4 ^{ème} étage	16.66	0.94	4.7	4	0.7	306	0.0023	0.7	3.5	2.8	0.7	0.0023
3 ^{ème} étage	13.6	0.8	4	3.25	0.75	306	0.0024	0.56	2.8	2.15	0.75	0.0024
2 ^{ème} étage	10.54	0.65	3.25	2.5	0.75	306	0.0024	0.43	2.15	1.5	0.65	0.0021
1 ^{er} étage	7.48	0.5	2.5	1.7	0.8	306	0.0026	0.3	1.5	0.95	0.55	0.0018
RDC	4.42	0.35	1.7	0.6	1.1	4.42	0.0025	0.19	0.95	0.3	0.65	0.0015
S sol	-3.74	0.12	0.6	0	0.6	3.74	0.0016	0.06	0.3	0	0.3	0.0008

▪ **Analyse des résultats**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k_{max}} = 1.6 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$Sens(y) : \Delta_{k_{max}} = 1.54 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

e)Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

L’effet P-Δ(effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$
 RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.10. Vérification à L'effet P- Δ .

niveau	Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
11 ^{ème} étage	38.08	306	8631.789	0.25	699.638	0.01	0.5	618.92	0.022
10 ^{ème} étage	35.02	306	13474.557	0.35	818.07	0.018	0.5	786.74	0.027
9 ^{ème} étage	31.96	306	18386.175	0.4	1029.96	0.023	0.6	970.82	0.037
8 ^{ème} étage	28.9	306	18485.079	0.5	1093.55	0.027	0.6	1026.26	0.035
7 ^{ème} étage	25.84	306	28330.281	0.55	1217.29	0.041	0.65	1165.86	0.051
6 ^{ème} étage	22.78	306	33362.769	0.6	1384.80	0.047	0.45	1326.93	0.036
5 ^{ème} étage	19.72	306	38471.757	0.65	1525.06	0.053	0.5	1427.18	0.044
4 ^{ème} étage	16.66	306	43580.745	0.7	1664.15	0.059	0.7	1543.41	0.064
3 ^{ème} étage	13.6	306	48870.991	0.75	1793.57	0.066	0.75	1651.42	0.072

étage									
2 ^{ème} étage	10.54	306	53951.721	0.75	1898.056	0.069	0.65	1757.65	0.065
1 ^{ème} étage	7.48	306	59514.354	0.8	1982	0.078	0.55	1834.23	0.058
RDC	4.42	442	65719.088	1.1	3915.27	0.041	0.65	1865.63	0.052
S sol	-3.74	374	68900.218	0.6	4108.67	0.027	0.3	2054.88	0.027

▪ **Analyse des résultats**

On remarque d’après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d’où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l’ Article **4.3.6** du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.11 vérification de la résultante des forces

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)
Sens xx	2106.13	1684.904	2375.133
Sens yy	2206.43	1765.104	2222.766

▪ **Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calcules ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.8.Calcul du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur satisfait la condition suivante :

$$d_{nim} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40mm \dots\dots\dots \text{RPA99.Art5.8}$$

δ_1 et δ_2 Sont les déplacements maximum des deux blocs.

Dans notre structure on a deux blocs identique, donc $\delta_1 = \delta_2 = \delta = 10.1 \text{ mm}$.

Alors $d_{\min} = 15 + 2 \times 16 = 47 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$. En prend $d = 5 \text{ cm}$.

IV.9. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99 version 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit).

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

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

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|----------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$

2. $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$

3. $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa-
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

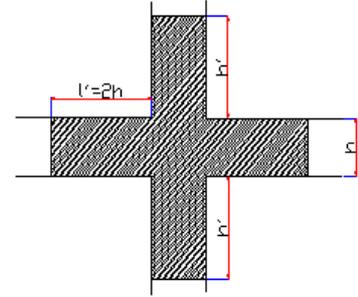


Figure V.1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

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

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm ²)	A^{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S sol	60x55	26.4	132	198
RDC et 1	55x55	24.2	121	181.5
2+3 ^{eme} étage	55x50	22	110	165
4+ 5 ^{eme} étage	50x50	20	100	150
6+7 ^{eme} étage	50x45	18	90	135
8+9 ^{eme} étage	45x45	16.2	81	121.5
10+11 ^{eme} étage	45x40	14.4	72	108

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale $t \leq \text{Min} (10 \phi_t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante $t \leq 15 \phi_t$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en pourcentage est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Ferrailage des poteaux : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **start design /check of structure** ».

a)- Armatures longitudinales

Tableau V.2 armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calculé} Sap2000 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
S sol	60x55	33	26.4	45.82	8T25+4T20=51.84
RDC et 1	55x55	30.25	24.2	41.11	4T25+8T20 = 44.77
2+3^{ème} étage	55x50	27.5	22	32.63	12T20 = 37.7
4+ 5^{ème} étage	50x50	25	20	30.25	8T20+4T16 =33.17
6+7^{ème} étage	50x45	22.5	18	25.87	4T20+8T16 = 28.65
8+9^{ème} étage	45x45	20.25	16.2	18.18	4T16+8T14 =20.36
10+11^{ème}	45x40	18	14.4	12.70	4T14+8T12=15.21

b) Section des armatures transversales

Tableau V.3 armature transversales

Niveau	S sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{me} , 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages	10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage
Section (cm ²)	60x55	55x55	55X50	50x50	50x45	45x45	45x40
ϕ_t^{\max} (cm)	2	2	2	2	2	2	2
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	2	2	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	261.8	309.4	214.2	214,2	214.2	214,2	214,2
λg	4.36	5.62	3.89	4.28	4.28	4.76	4.76
Vu (KN)	200.45	136.07	104.09	92.34	71.13	57.36	39.94
l_r (cm)	80	80	80	80	75	75	75
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	4.38	4.17	3.73	3.29	2.57	2.34	1.95
A_t^{\min} zone courante	2.47	2.47	2.25	2.25	2.02	2.02	1.8
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	1.65	1.65	1.5	1.5	1.35	1.35	1.2
A_t adopté (cm ²)	4.71	4.71	3.92	3.92	3.92	3.92	3.92

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal de 7007.45KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.173} \Rightarrow \lambda = 12.38 \Rightarrow \alpha = 0.829$

$B_r = 0.302m^2$ (Section réduite).

$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}\right)$

Donc : $N_u^{max} = 0.8302 \times \left(\frac{0.384 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15}\right) = 2603.535$

On a $N_u^{max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

Tableau V.4 justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_d (KN)	N_u^{max} (KN)
S sol	3.74	2.618	15.13	0.819	45.82	0.307	1086.06	5961.44
RDC et 1^{er} étage	4.42	3.094	19.58	0.8	41.11	0.281	905.03	5363.13
2^{eme}, 3^{eme} étages	3.06	2.142	13.55	0.825	32.63	0.254	798.49	4746.83
4^{eme}, 5^{eme} étages	3.06	2.142	13.55	0.825	30.25	0.230	623.65	4381.93
6^{eme}, 7^{eme} étages	3.06	2.142	14.87	0.820	25.87	0.206	450.32	3889.58
8^{eme}, 9^{eme} étage	3.06	2.142	14.87	0.813	18.18	0.185	288.34	3327.78
10^{eme}, 11^{eme} étage	3.06	2.142	16.6	0.813	12.70	0.163	142.46	2837.41

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} < N_u$

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte

de compression du béton seulement, et pour cela

nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

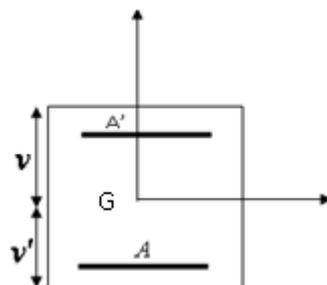


Figure V.2 Section du poteau

Tableau V.5 justification des contraintes

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
S sol	54	45.82	34.14	25.86	0.01317	2312.95	52.46	8.37	vérifier
RDC et 1 ^{er} étage	49.5	41.11	31.22	23.78	0.01010	1903.06	26.41	7.71	vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	49.5	32.63	30.82	24.18	0.00894	11516.9	28.94	4.28	vérifier
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	45	30.25	28.07	21.93	0.00674	1169.23	25.39	5.73	vérifier
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	45	25.87	27.94	22.06	0.00601	857.66	9.70	4.26	vérifier
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages	40.5	18.18	24.63	20.37	0.00419	571.64	10.17	3.42	vérifier
10 ,11 ^{eme} étages	40.5	12.70	24.22	20.78	0.00359	282.82	9.30	2.19	vérifier

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{La}$$

contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V.6 Vérification des contraintes tangentielle.

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	(MPa)	(MPa)	observation
S sol	60×55	2.618	4.36	0.04	54	200.45	0.674	1	vérifier
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	3.094	5.62	0.075	49.5	136.07	0.499	1.875	vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	55×50	2.142	3.89	0.04	49.5	104.09	0.420	1	vérifier
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	92.34	0.410	1	vérifier
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	50×45	2.142	4.28	0.04	45	71.13	0.351	1	vérifier
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	57.36	0.314	1	vérifier
10, 11 ^{eme} étages	45×40	2.142	4.76	0.04	40.5	37.48	0.231	1	vérifier

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \cdot \Phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 85\text{cm}$$

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$\text{et } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

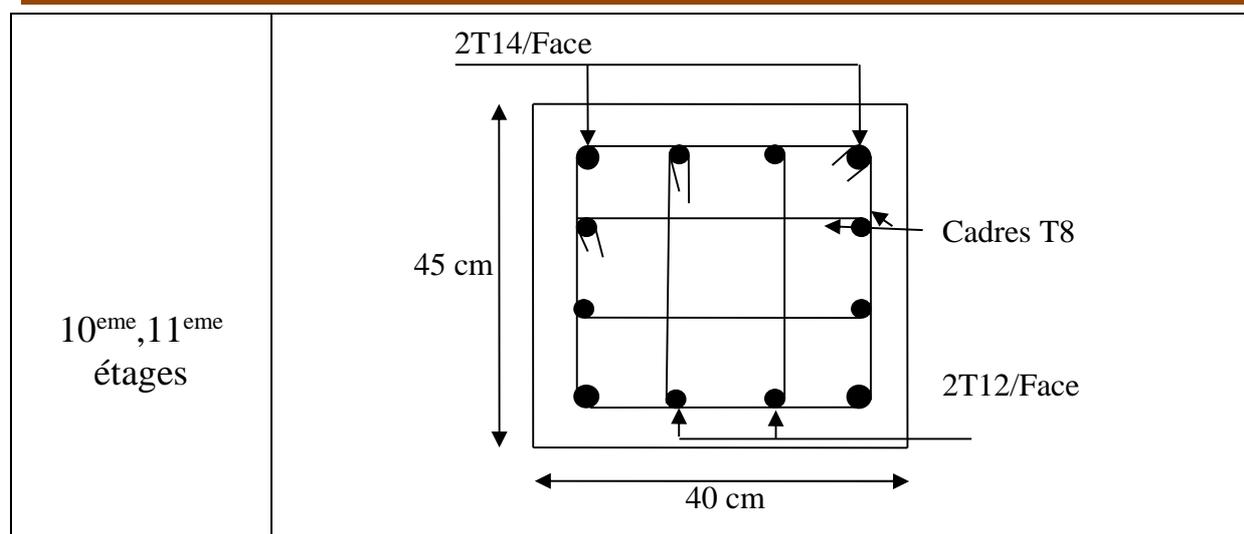
$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60$ cm pour tous les étages.

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol	<p>4T25/Face</p> <p>55 cm</p> <p>60 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>4 T20</p>
RDC et l'étage 1	<p>2T25/Face</p> <p>2T20/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres T10</p>
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	<p>4T20/Face</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres T10</p>

<p>4^{eme}, 5^{eme} étages</p>	<p>4T20/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres T10</p>
<p>6^{eme}, 7^{eme} étages</p>	<p>2T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres T8</p>
<p>8^{eme}, 9^{eme} étages</p>	<p>2T16/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres T8</p> <p>2T14/Face</p>



V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

V.3.1. Recommandation du RPA 99

1-Ferrailage

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu' au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales :RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3.Ferraillages des poutres

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

1-Sollicitations de calculs

Tableau V.7 les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	89.89	94.75	314.51	27.29	31.67	21.64
etages	62.53	63.95	86.81	32.31	33.96	24.21

2-Ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Ferrailage longitudinal

Niveau	Type de section poutre	de section	localisation	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adapter}$ (cm^2)
RDC	Principale	35×40	Appuis	7	84	7.96	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	7	56	7.52	3T14+3T12 = 8.01
	secondaire	30×35	Appuis	5.25	63	2.95	3T12 = 3.39
			Travée	5.25	42	2.53	3T12 = 3.39
étages	Principale	35×40	Appuis	7	84	5.23	6T12 = 6.79
			Travée	7	56	5.11	6T12 = 6.79
	secondaire	30×35	Appuis	5.25	63	3.18	3T12
			Travée	5.25	42	3.02	3T12

▪ **Longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_L$$

- $\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56$ cm, on adopte $L_r = 60$ cm.

- $\phi = 12mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48$ cm, on adopte $L_r = 50$ cm.

3-Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

3.1.Poutres principales

$\phi_t < \min(11.42 ; 35 ; 12)$ mm, donc on prend $\phi_t < 12$ mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 4T8 = 2.01cm^2$.

3.2.Poutres secondaires

$\phi_t < \min(10 ; 30 ; 12)$ mm, donc on prend $\phi_t < 10$ mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$.

-Espacement S_t d'armatures transversales

.1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}); \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 57.42\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 15.68\text{cm} \end{array} \right.$$

2-SelonRPA99

Zone nodale : $S_t < \min(h/4, 12\varnothing_{\min}, 30\text{cm}) = 11.25\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 22.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

-Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$.

$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

V.3.4. Vérifications [BAEL91]

a) Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots$ vérifiée

2-Contrainte tangentielle maximale

2.1) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots$ BAEL91 (Article H.III.1)

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$.

Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	(MPa)	(MPa)	Observation
Poutres principales	314.51	2.42	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	24.21	0.25	3.25	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS

1.Etat limite de compression du béton

Tableau V.10 Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	46.08	0.00094	12.84	6.29	vérifier
	Travées	52.38	0.0009	12.55	7.32	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	12.32	0.00032	8.62	3.32	vérifier
	Travées	10.02	0.00031	8.43	2.72	vérifier

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.11 Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	h/l	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	430	7.96	0.09	0.075	0.006	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	35	30	385	3.18	0.09	0.075	0.003	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4.Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les

rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

1.1. Poteaux

Tableau V.12 les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC, 1^{er} étage	55×55	0.467	44.77	727.22
2^{eme}, 3^{eme} étage	55×50	0.467	34.45	559.58
4^{eme}, 5^{eme} étage	50×50	0.425	30.91	456.93
6^{eme}, 7^{eme} étage	50×45	0.425	28.65	487.05
8^{eme}, 9^{eme} étage	45×45	0.382	20.36	270.52
10^{eme}, 11^{eme} étage	45×40	0.382	20.36	270.52

1.2. Poutres

Tableau V.13 les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KNm)
RDC	PP	35×40	0.34	7.96	94.14
	PS	30×35	0.297	2.53	24.28
étages	PP	35×40	0.34	5.23	61.85
	PS	30×35	0.297	3.18	32.85

2. Vérification des zones nodales

Tableau V.14 Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	obsrv
RDC et 1^{er} étage	PP	94.14	727.22	235.35	1454.44	vérifié
	PS	24.28	727.22	60.7	1454.44	vérifié
2^{eme}, 3^{eme} étages	PP	61.85	559.58	154.625	1119.16	vérifié
	PS	32.85	559.58	82.125	1119.16	vérifié
4^{eme}, 5^{eme} étage	PP	61.85	456.93	154.625	913.86	vérifié

	PS	32.85	456.93	82.125	913.86	vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	PP	61.85	487.05	154.625	974.1	vérifié
	PS	32.85	487.05	82.125	974.1	vérifié
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	PP	61.85	270.52	154.625	541.04	vérifié
	PS	32.85	270.52	82.125	541.04	vérifié
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	PP	61.85	270.52	154.625	541.04	vérifié
	PS	32.85	270.52	82.125	541.04	vérifié

5. Ferrailage des poutres

Ferrailage au niveau de RDC

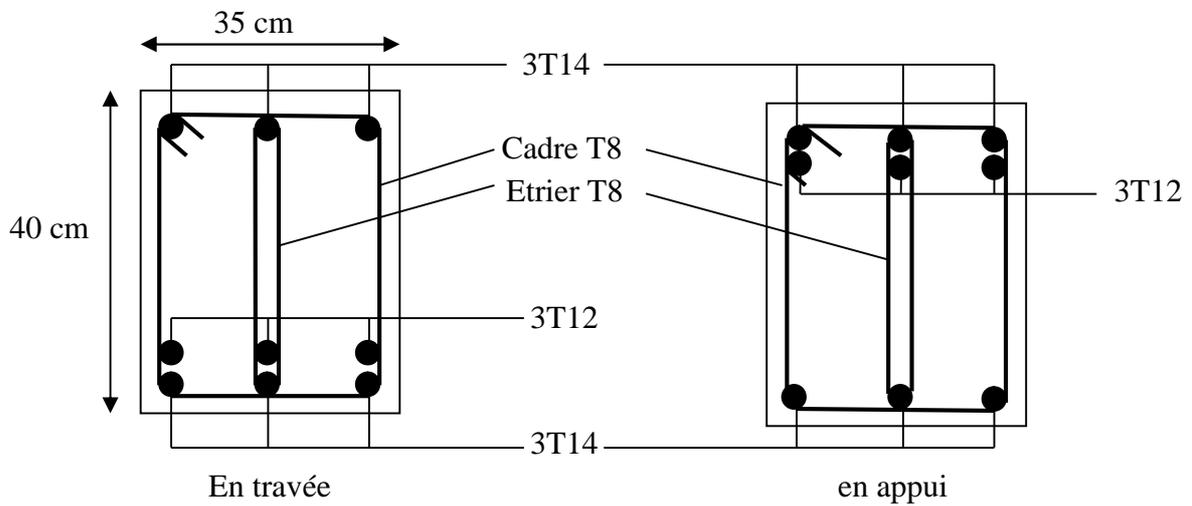


Figure V.4 Schéma de ferrailage de la poutre principale RDC

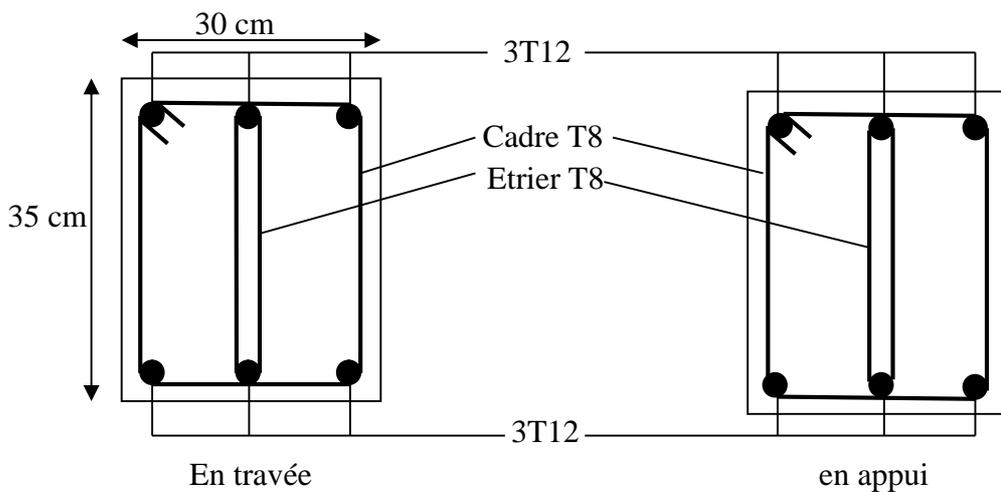


Figure V.5 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC

Ferraillage au niveau des étages

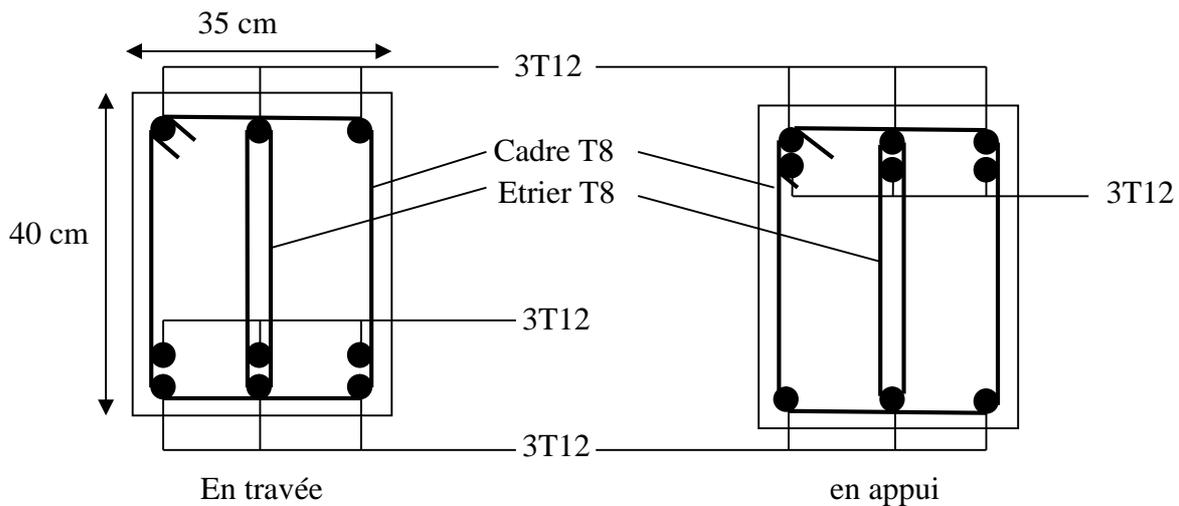


Figure V.6 Schéma de ferrailage de la poutre principale des étages

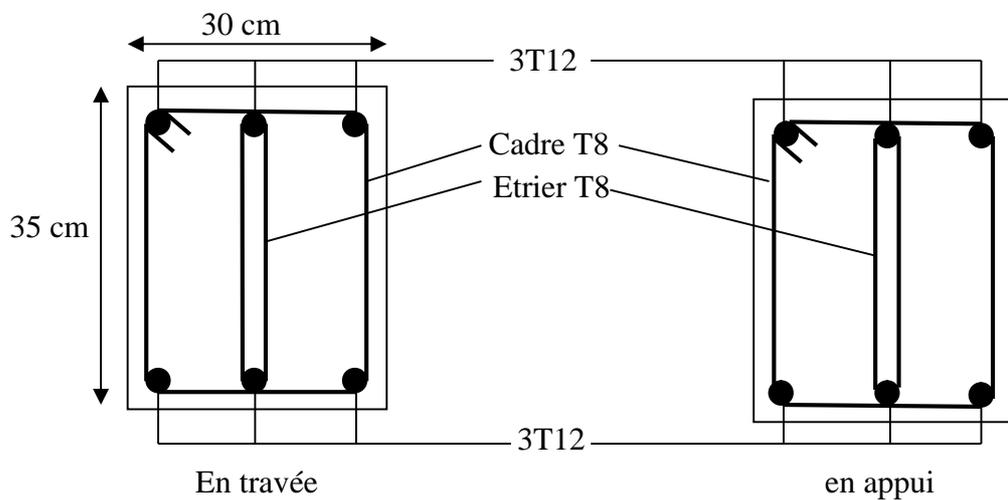


Figure V.7 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages

V-5. Etude des voiles

V.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.8 Voile simple

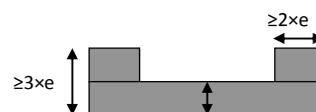


Figure V.9.Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-**Voiles élancés** avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-**Voiles courts** avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

V.5.2.Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

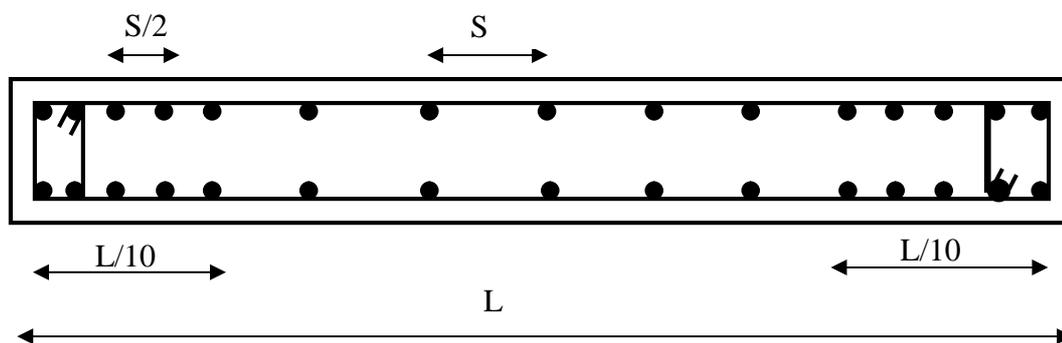


Figure V.10 Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2000** est la commande *mèche schell*, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.5.4.Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

2. Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L.$$

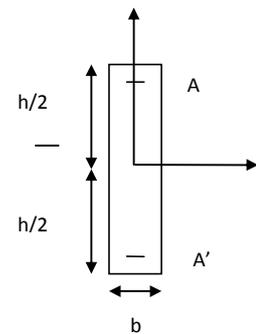
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min}/face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15 \times b \times h$.



$A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

Tableau V.15 Récapitulation des efforts dans les voiles.

		$N_{\min} \rightarrow M$ corres		$M_{\max} \rightarrow N$ corres		$N_{\max} \rightarrow M$ corres	
$V_{x1.5}$	e=25cm	1299.85	708.72	6981.19	1337.93	1497.49	4854.84
	e=20cm	259.71	1204.69	1318.82	681.32	763.67	1237.87
$V_{x1.2}$	e=25cm	195.61	34.05	588.09	42.18	395.53	81.69
	e=20cm	74.57	242.84	48.27	138.32	302.62	34.66
$V_{y4.1}$	e=25cm	2424.79	607.35	464.51	1247.93	3858.05	132.6
	e=20cm	1620.87	249.04	2330.62	720.22	3004.2	40.23
$V_{y1.2}$	e=25cm	679.45	748.93	877.67	218.86	764.93	748.63
	e=20cm	215.46	129.21	351.57	149.08	282.73	175.56

a) Voiles parallèles à xx'

Tableau V.16 Ferrailage des voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3}

	Voile $V_{x1.5}$		Voile $V_{x1.2}$	
	RDC+ S sol	Etages	RDC+ S sol	Etage
L(m)	1.5	1.5	1.2	1.2
e (m)	0.25	0.2	0.25	0.2
M (KN.m)	4854.84	1237.876	81.69	34.66
N (KN)	1497.49	763.675	395.53	302.62
V(KN)	287.072	245.426	30.91	21.39
τ (MPa)	0.638	0.727	0.20	0.14
L_t(m)	0.69	0.63	0.028	0
L_c(m)	0.11	0.95	1.14	1.2
$A_{v \min}$	1.838	1.03	3.30	3.30
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	10.8	2.486	6.91	7.57
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	12.32	4.71	7.92	7.92
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8T14	6T10	7HA12	7HA12

S_t (cm)	18	25	15	15
A^h_{Calcul}/face (cm²)	3.08	1.17	1.98	1.98
A_h^{min}/face	0.75	0.56	1.35	1.5
A^h_{Adopter}/face (cm²)	7.85	7.85	3.02	2.51
N^{barre}/face	10T10	10T10	6HA8	5HA8
S_t (cm)	15	15	18	20

Voiles parallèles à yy'

Tableau V.17 Ferrailage des voiles V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}.

	Voile V _{y 1.2}		Voile V _{y 4.1}	
	RDC+S sol	Etages	RDC+S sol	Etages
L(m)	1.2	1.2	4.1	4.1
e(m)	0.25	0.2	0.25	0.2
M (KN.m)	748.633	175.558	132.6	40.23
N (KN)	764.932	282.735	3858.05	3004.2
V(KN)	84.888	40.435	298.03	230.87
τ (MPa)	0.440	0.279	0.7	0.4
L_t (m)	0.477	0.406	0	0
L_c (m)	0.246	0.387	4.1	4.1
A_v^{min}/face	2.234	1.344	12.23	9.61
A^V_{Calcul}/face (cm²)	10.374	1.565	56.44	43.48
N^{barre}/face	4T14+4T12	8T10	16T20+4T16	8T20+12T14
A^V_{Adopter}/face (cm²)	10.68	6.28	58.28	43.6
S_t (cm)	30	30	20	25
A^h_{Calcul}/face (cm²)	2.67	1.57	0.93	0.76
A_h^{min}/face	0.75	0.56	0.37	0.49
N^{barre}/face	10T10	10T10	2T8	2T8
A^h_{Adopter}/face (cm²)	7.85	7.85	1.1	1.1
S_t (cm)	25	25	15	15

V-5-5- Vérification à l'effort tranchant : selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

Tableau V.18 vérification à l'effort tranchant des voiles selon x.

voile		$V_{x1.5}$	$V_{x1.2}$	Observation
RDC + s sol	V (KN)	287.07	30.91	/
	τ (MPa)	0.638	0.20	Vérifie
Etages	V (KN)	245.42	21.39	/
	τ (MPa)	0.727	0.14	Vérifie

Tableau V.19 vérification à l'effort tranchant des voiles selon y.

voile		$V_{y1.2}$	$V_{y4.1}$	Observation
RDC+S sol	V (KN)	84.88	298.03	/
	τ (MPa)	0.44	0.7	Vérifie
Etages	V (KN)	40.43	230.87	/
	τ (MPa)	0.28	0.4	Vérifie

Exemple de Schéma de ferrailage :

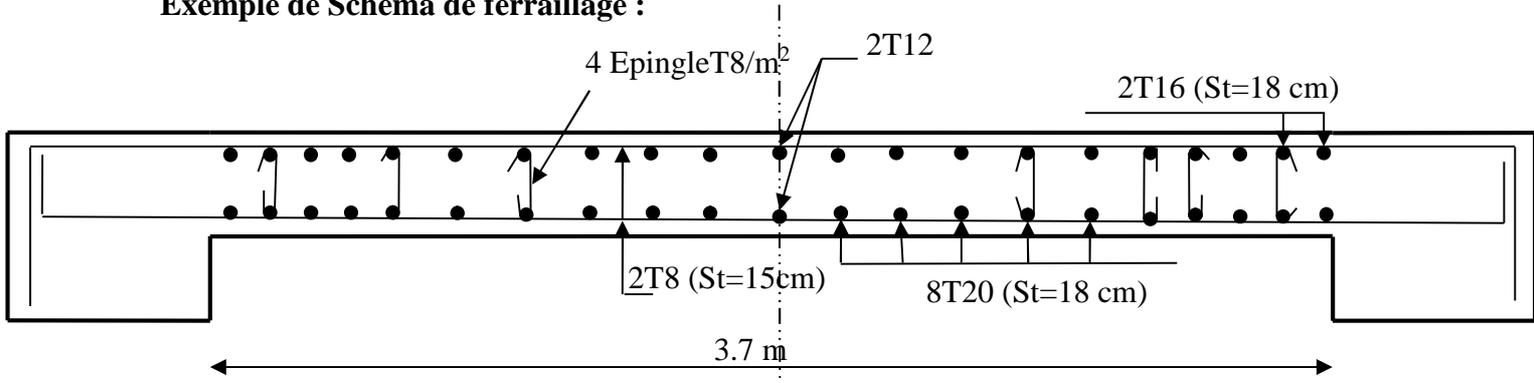


Figure V.11 Schéma de ferrailage de voile V_{y1}

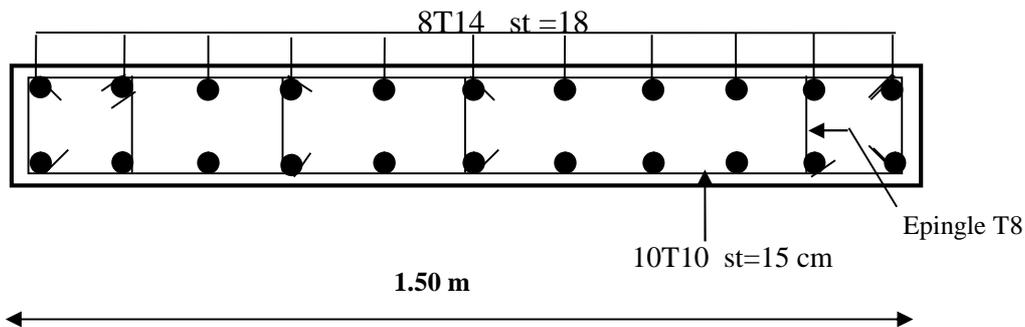


Figure V.12 Schéma de ferrailage du voile v_{x1}

I. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

II.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a × b) d'où les semelles sont rectangulaires (A × B).

Soit :

Nu : effort normal transmis par la semelle au sol (à l'ELU).

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : Nu=3188.57 KN

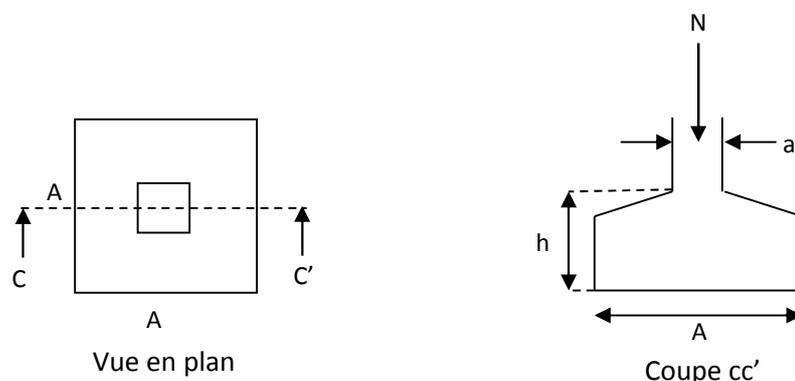


Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.18857}{0.15}} = 4.61 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

II.2. Vérification des semelles filantes

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

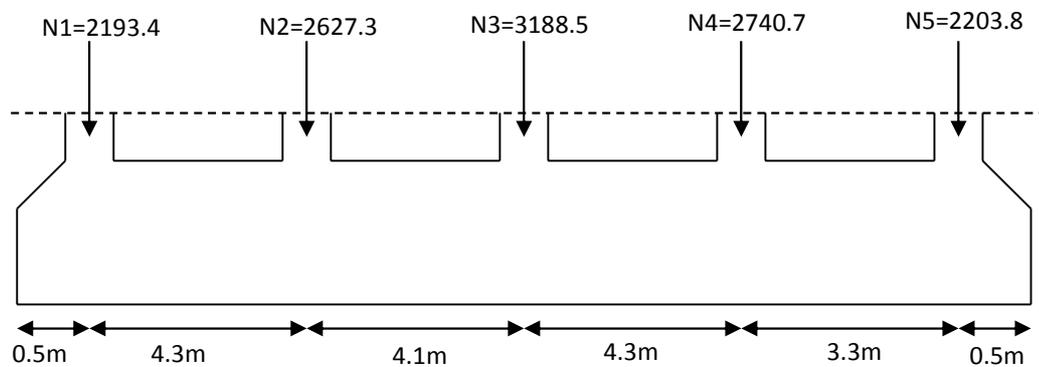


Figure. VI.2 Semelle filante

$$N = \sum Nu_i = 12953.93 \text{ KN}$$

$$L = 17 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{12.953.93}{0.15 \times 17} = 5.08 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.08 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe maximal entre les portiques ci-dessus est de 4.3 m et 4, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

II.3 Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

II.3.1 Dimensionnement

a. Condition de coffrage

$$\frac{l_{\max}}{9} \leq h_r \leq \frac{l_{\max}}{6}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 430 - 60 = 370 \text{ cm} \Rightarrow 41.11 \leq h_r \leq 61.66$$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 3 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.7^4 \times 3 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 44.19 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 60 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité.

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 73724.78 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{73.724}{0.15} = 491.49 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} \geq S_{bat} = 484 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

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

D : débord.

On opte pour une surface : $S_{radier} = 500.85 \text{ m}^2$

II.3.2. Les vérifications

a. Vérification au poinçonnement

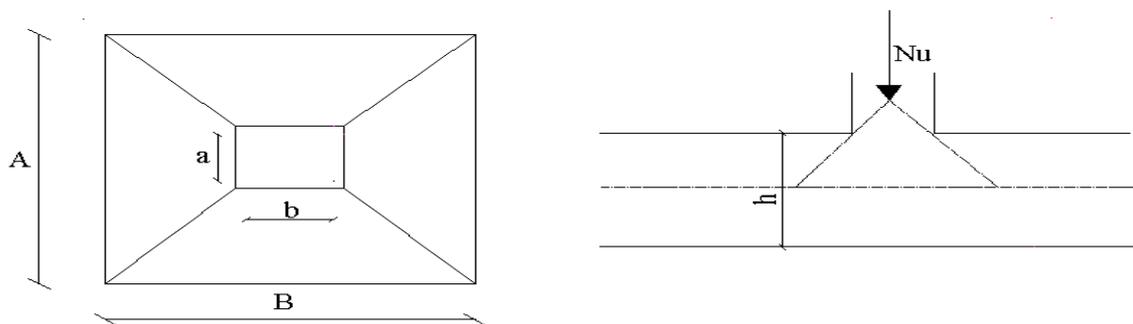


Figure VI.3 Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.70\text{m.}$

$$N_s = 2312.954 \text{ KN}$$

$$N_s = 2.313 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.70 \times 0.60 \times \frac{25}{1.15} = 2.76 \text{ MN} . \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{101513.78 \times 3.7 \times 1}{2 \times 484} = 388.02 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{388.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} . \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 101513.78 \text{ KN}$ et $M_y = 56323.76 \text{ KN.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 14.92 \text{ m}$$

$$Y_g = 8.9 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 11353.0893 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 38713.4681 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{101.51378}{500.85} + \frac{56.32376 \times 14.92}{38713.4681} = 0.2243 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{101.51378}{500.85} - \frac{56.32376 \times 14.92}{38713.4681} = 0.1809 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.2243 + 0.1809}{4} = 0.21345 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.22 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

N=101513.78 KN et M_y=53501.2508 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{101.51378}{500.85} + \frac{53.50125 \times 8.9}{11353.089} = 0.2446 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{101.51378}{500.85} - \frac{53.50125 \times 8.9}{11353.089} = 0.1607 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.2446 + 0.1607}{4} = 0.2236 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On doit augmenter le débord. Soit D'=60 cm $\Rightarrow S_{rad} = 509.389 \text{ m}^2$.

$$\sigma_1 = 0.24 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = 0.19 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.21 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{53501.2508}{101513.78} = 0.527 \quad m < \frac{30.25}{4} (= 7.56 \text{ m})$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{56323.76}{101513.78} = 0.554 \quad m < \frac{16}{4} (= 4 \text{ m})$$

II.3.3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{101513.788}{509.389} = 199.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{73724.789}{509.389} = 144.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

i. ELU ($v = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 93.85 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 44.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 79.77 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 67.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -46.92 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -22.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{199.28 \times 2.7}{2} = 269.03 \text{ KN}$$

ii. ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 74.69 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 46.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 63.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 39.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -37.34 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -23.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.60) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.1 ferrailage du radier.

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	79.77	3.39	6.36	5HA14=7.70	20
	En appuis	-46.92	1.99		5HA14=7.70	20
Sens yy	En travée	38.13	1.62	5.6	5HA12=5.65	20
	En appuis	-22.43	0.95		5HA12=5.65	20

C. Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad (\text{fissuration nuisible})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation	
Sens xx	En travée	63.49	7.70	11.43	Vérifiée	
	En appuis	37.35	7.70	11.43	1.02	Vérifiée
Sens yy	En travée	39.29	5.65	9.92	1.22	Vérifiée
	En appuis	23.11	5.65	9.92	0.72	Vérifiée

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 240MPa$$

Tableau VI.3 Vérification des contraintes dans l'acier.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	Observation	
Sens xx	En travée	63.49	7.70	11.43	128.46	Vérifiée
	En appuis	37.35	7.70	11.43	75.57	Vérifiée
Sens yy	En travée	39.29	5.65	9.92	107.49	Vérifiée
	En appuis	23.11	5.65	9.92	63.23	Vérifiée

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx S_t ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm. Pour notre cas S_t=20 cm.

Armature // à Lx S_t ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm. Pour notre cas S_t=20 cm.

Schéma de ferrailage du radier

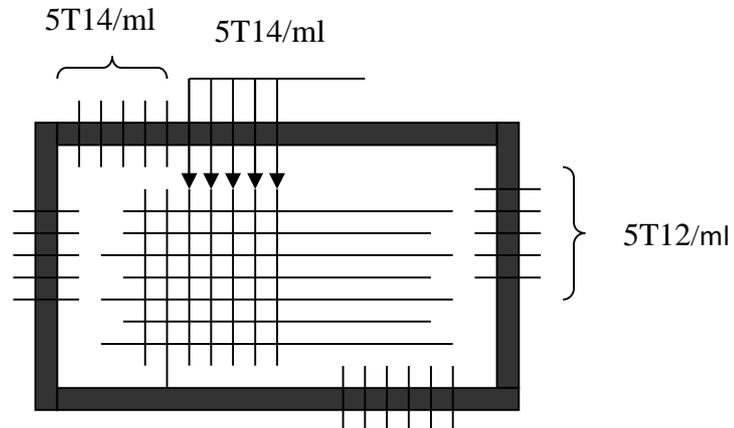


Figure V.4 Schéma de ferrailage du radier

II.3.5 Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui est située à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui est située à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui est située à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui est située à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

- Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 ferrailage des nervures.

	Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens xx	Appuis	-208.013	21	15.16	8HA20=25.13
	Travée	169.38	21	13.63	8HA20=25.13
Sens yy	appui	-355.056	21	21.13	8HA20=25.13
	travée	300.164	21	18.88	8HA20=25.13

b. Vérification de l'effort tranchant (pour le sens le plus défavorable)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{511.02 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.63} = 0.623 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

c. Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travées	217.99	22.87	18.01	4.12	161.37
appuis	-259.86	22.87	18.01	4.91	192.37

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(20;60;20) \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5;19.2;30) = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

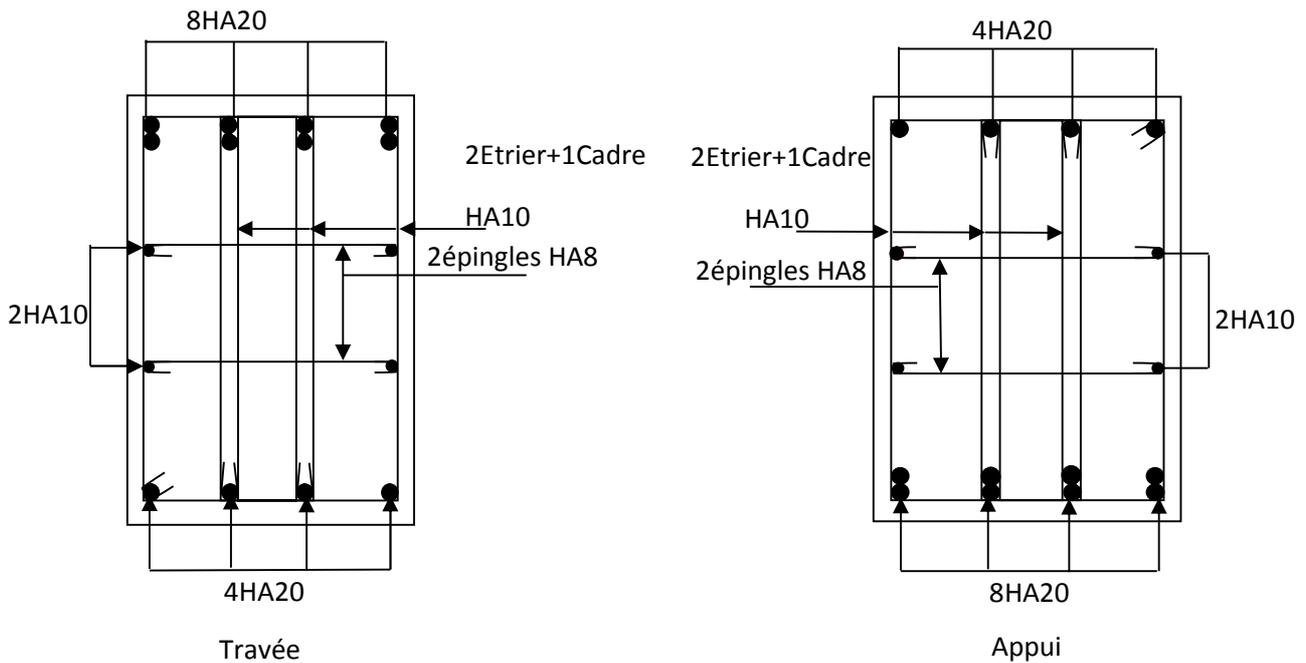


Figure VI. 5 Schéma de ferrailage de la nervure

VI-6) VOILE PERIPHERIQUE

VI-6-1) Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI-6-2) Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=3.74$ m ; La longueur $L=3.85$ m ; L'épaisseur $e=25$ cm

VI-6-3) Caractéristiques du sol

$\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$: Le poids spécifique ; L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$.

La cohésion $c=0.38 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI-6-4) Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique et soumis à

a) La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 3.74 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.436}{2})) \Rightarrow G = 49.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q= 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.436}{2}) \Rightarrow Q = 7.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI-6-5) Ferrailage du voile

Le voile périphérique est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

a) A L'E.L.U

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 60.99 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 60.99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.3 \text{ m}; L_y = 3.34 \text{ m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.98 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 25.50 \text{ KN} \times \text{m} .; \quad M_{0y} = 24.34 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 20.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 21.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 7.65 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6 Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	21.67	0.038	0.048	0.196	3.18	2.5	4T12=4.52	25
	YY	20.69	0.036	0.046	0.196	3.03	2.5	4T12=4.52	25
Appui		7.65	0.013	0.016	0.198	1.11	2.5	4T10=3.14	25

Vérifications à l'E.L.U

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

Les espacements

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 68.17 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 67.09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{68.17}{1 \times 0.225} \Rightarrow \tau_u = 0.302 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{min} = Q = 7.39 \text{ KN} / m^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 49.29 + 7.39 \Rightarrow \sigma_{max} = 56.78 \text{ KN} / m^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.43 \text{ KN} / m^2$$

$$\mu_x = 0.0457; \mu_y = 0.9694 \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0457 \times 44.43 \times 3.3^2 = 22.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9694 \times 22.11 = 21.43 \text{ KN.m}$$

$M_{tx} = 18.79 \text{ KN.m}; M_{ty} = 18.22 \text{ KN.m}; M_{ap} = 6.63 \text{ KN.m}$ **Vérification des contraintes**

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3} , \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7 vérification des contraintes dans le voile périphérique.

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	18.79	4.30	17181	4.7	225.06	Vérifier
	YY	18.22	4.30	17181	4.56	218.18	Vérifier
Appuis		6.63	3.89	14186	1.82	112.96	Vérifier

VI-6-6) Schéma de ferrailage du voile périphérique

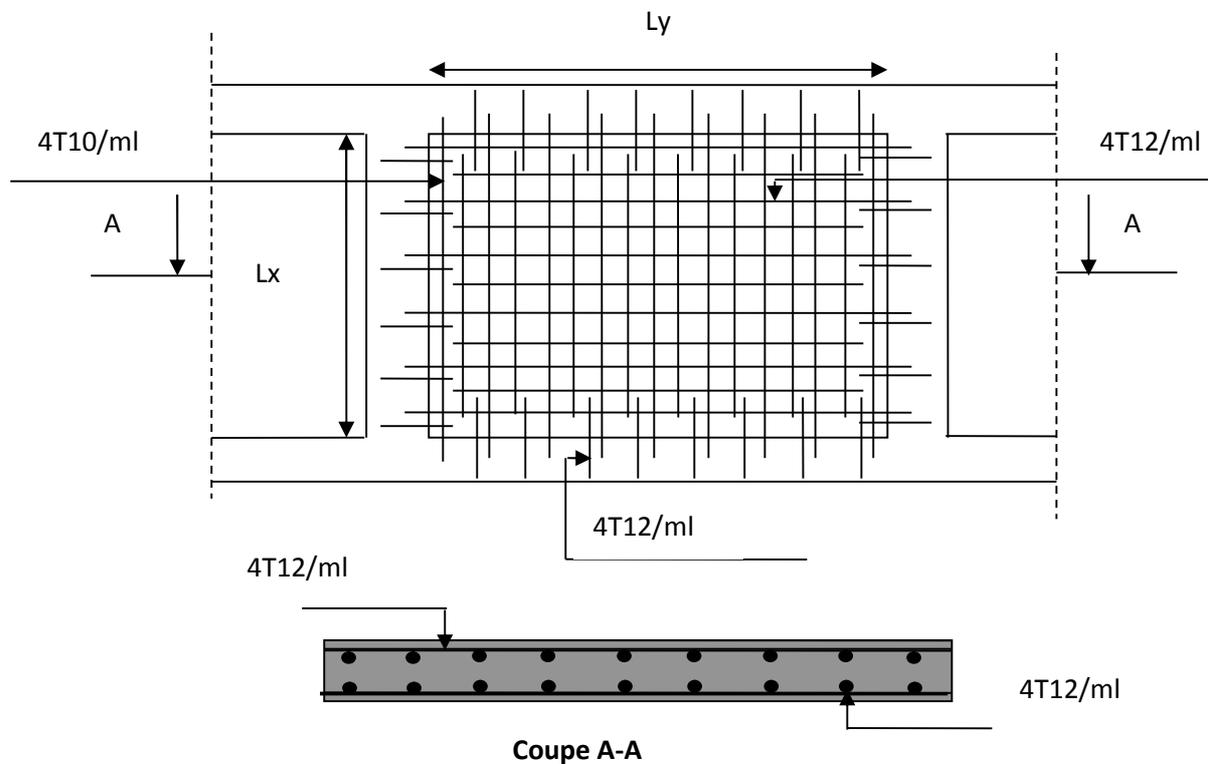


Figure VI.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VII. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 60 cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (60 \cdot 60) \text{ cm}^2$.

Nous avons opté Pour un débord de 50cm.

Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ♣ Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit
- ♣ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations.
- ♣ L' utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutissant dans des poteaux permet d' avoir une plus grande rigidité.
- ♣ L'utilisation de voile aux extrémités du bâtiment a permis de réduire considérablement l'effet de la torsion.
- ♣ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
- ♣ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta)
- ♣ Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ♣ le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

Bibliographie

- ❖ Règles **BAEL** 91 modifiées 99.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes. (**RPA99** /version 2003)
- ❖ **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ❖ **DTR –BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ❖ **DTR –BC 2.332** : Règles de calcul des fondations profondes.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA 93**).
- ❖ Cahiers de Cours du béton armé, DDS et FOS.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ♣ SAP 2000
- ♣ Auto CAD
- ♣ Socotec.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

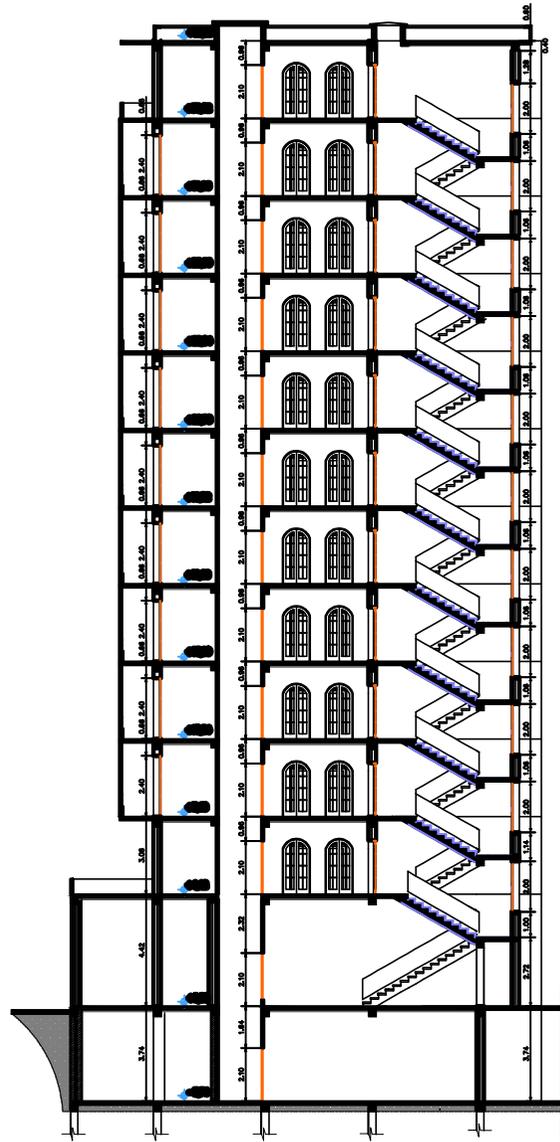
Avec $L_x < L_y$.

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

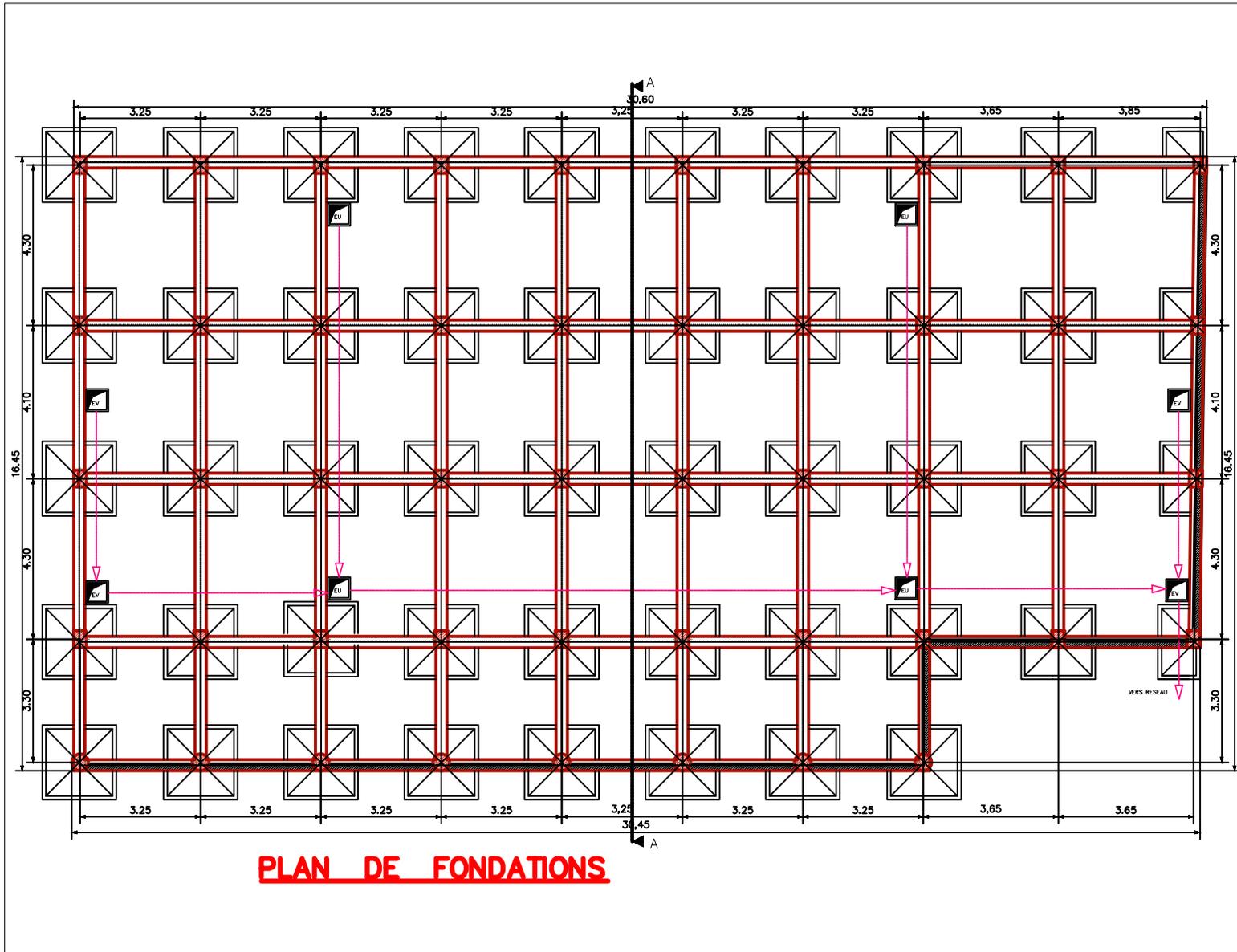
Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

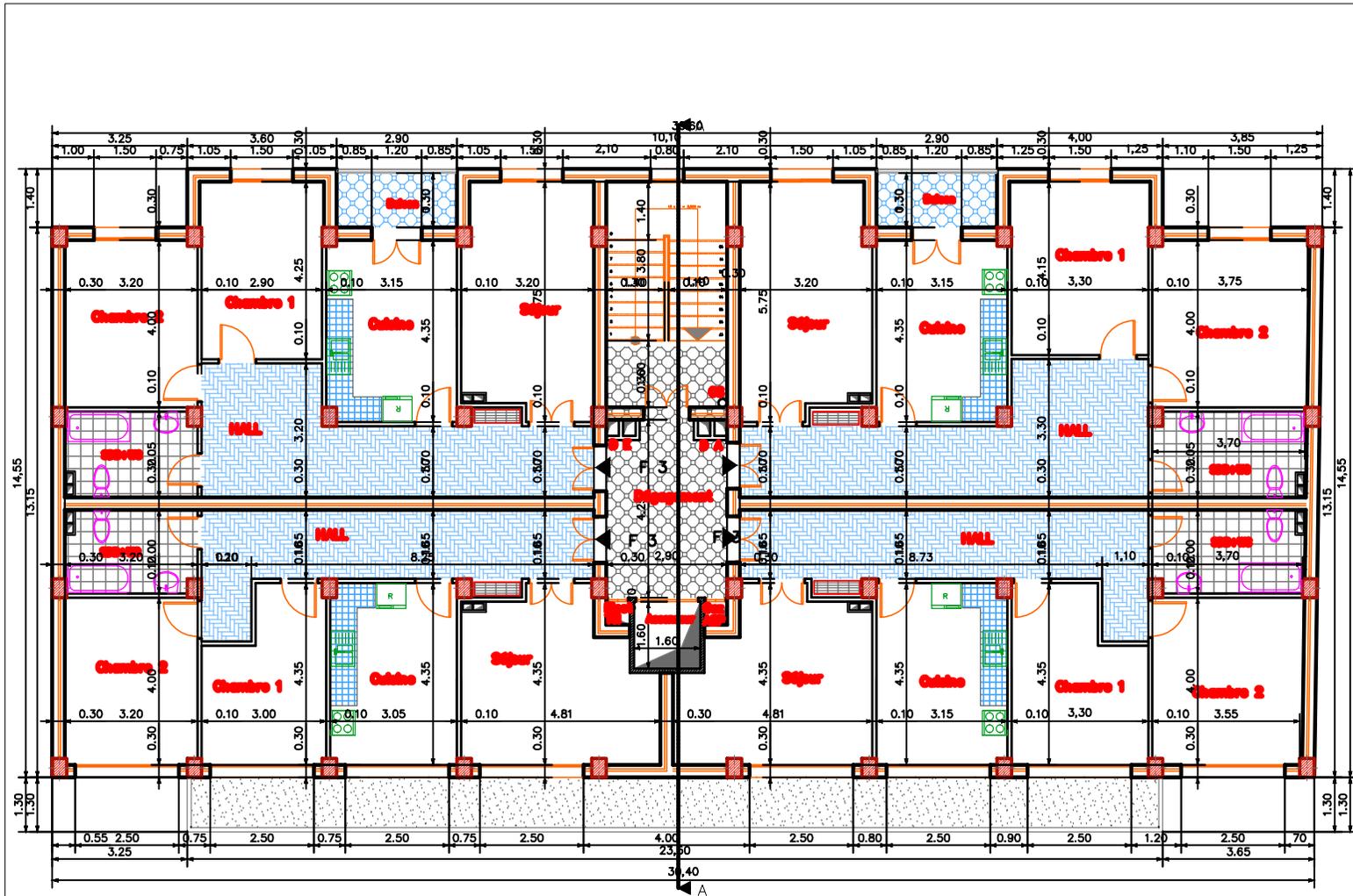
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



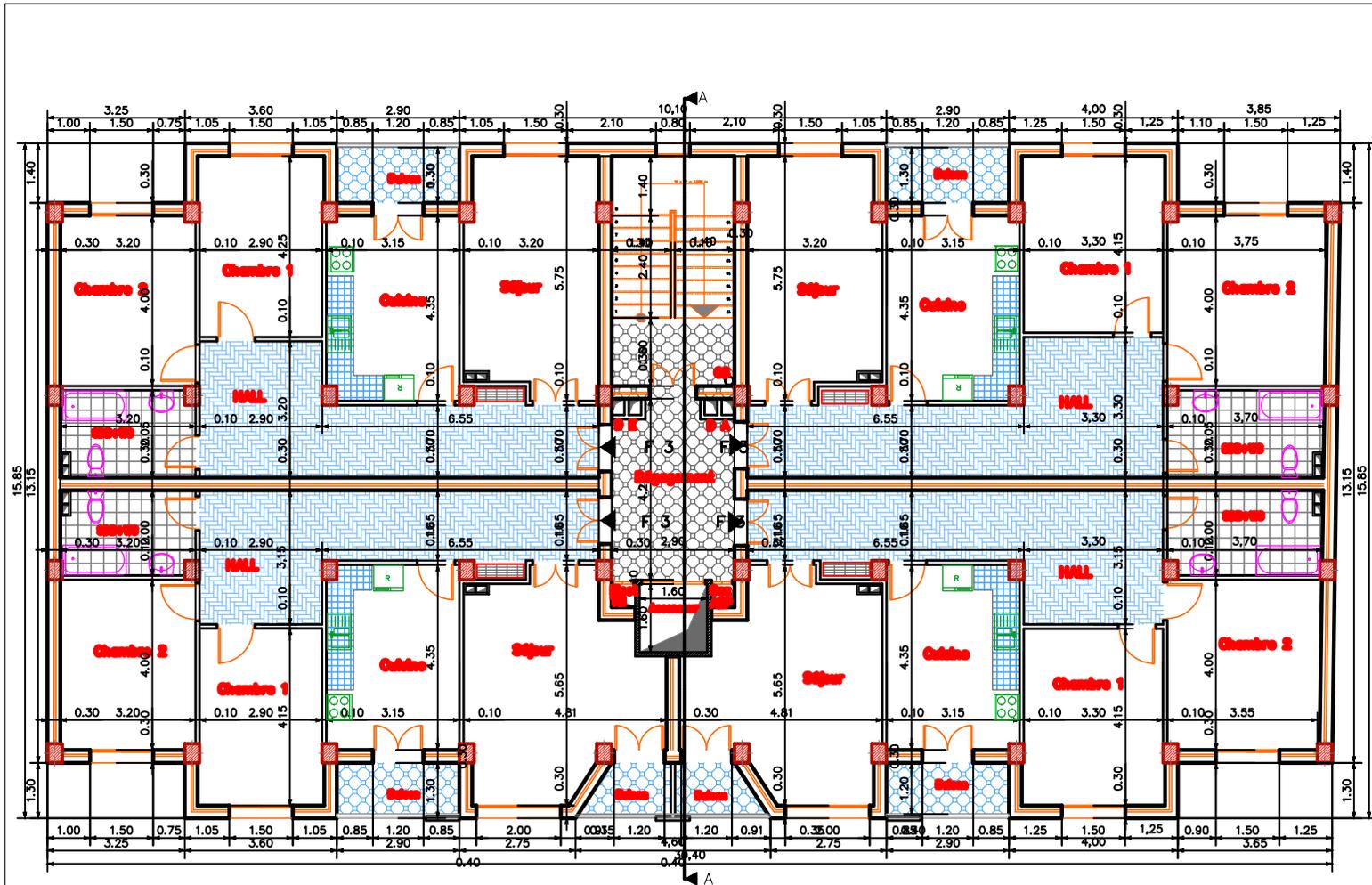
0.00 - 0.00



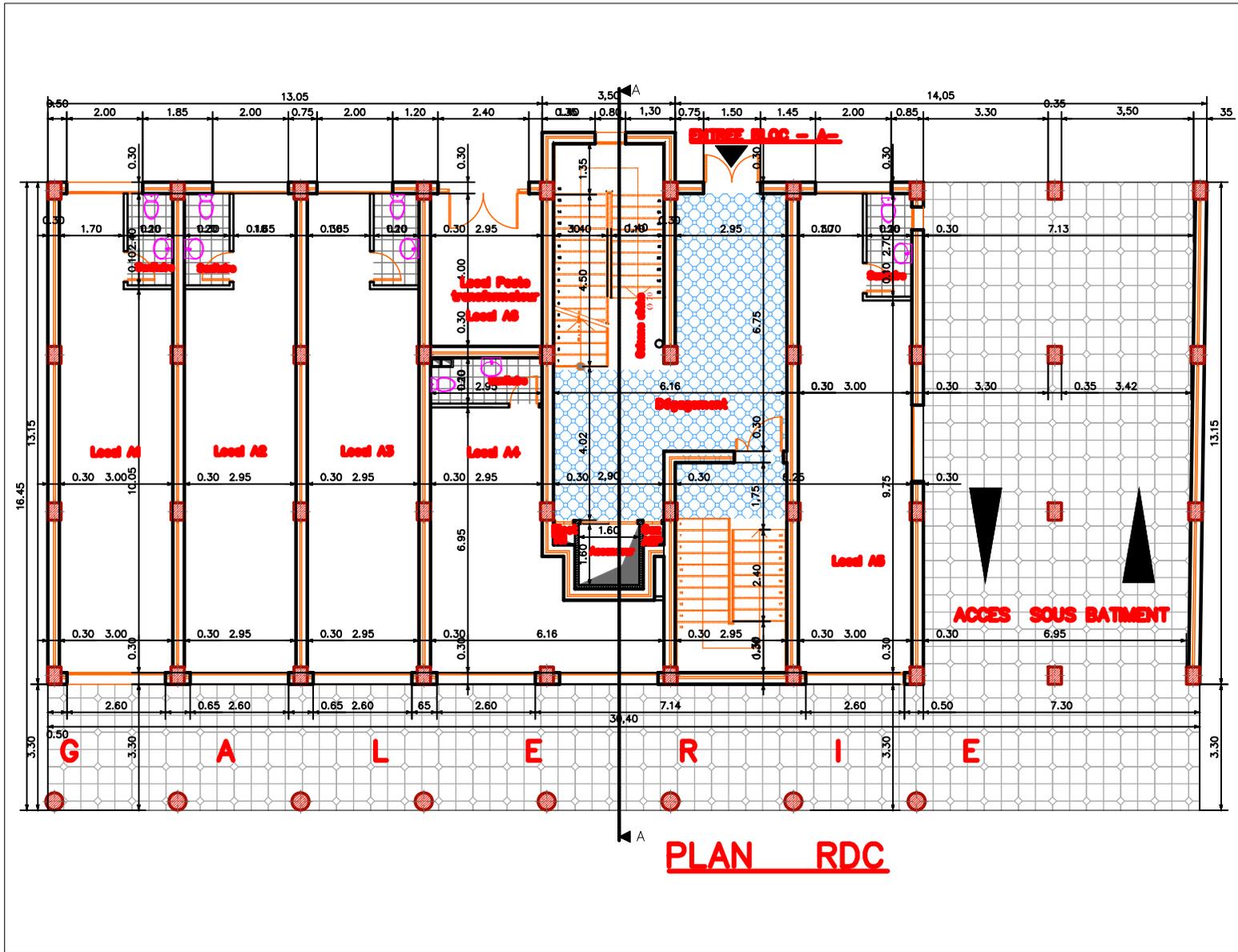
PLAN DE FONDATIONS



PLAN ETAGE 11



**PLAN ETAGE COURANT
(2.3.4.5.6.7.8.9 et 10)**



PLAN RDC

