

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA-BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil

Option : structures

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8) à Bejaia à usage Multiple
Contreventé par un système mixte

Réalisé par :

Bouzidi Nesrine

Meridja sylvia

Encadré par :

Mr : A.SiSalem

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude.

En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever ce modeste travail.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études .

Un grand merci à notre promoteur Mr : A. Sisalem

Nos plus vifs remerciements vont aussi à Mr : A.Nekmouche

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département génie civil.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.

Sylia & Nesrine

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime infiniment

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long
chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

A mes très chers frères et sœurs.

A toute la famille : « MERIDJA » et « HAMMI ».

A tous mes amis sans exception.

A ma chère binôme : Nesrine.

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2019-2020.

Sylia

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie,
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui ont toujours été présent pour me soutenir, me conseiller,
sacrifient pour moi afin de me voir devenir ce que je suis devenu*

Je le dédie aussi à

A mes très chers sœurs : Kenza, Lilia, Zahra .

A mes très chers frères : Badredine, Belkacem .

A mon adorable nièce : Melyna .

A mon très chers ami : Massi .

A toute la famille « Bouzidi » .

A ma binôme Sylia . et à tous mes amis en particuliers « Hicham et Lyna »

A toute la promotion 2019/2020 .

Nesrine

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjàugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction

Générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Qui doivent en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8). Il est contreventé par un système mixte (voiles /portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

L'étude est menée en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents Documents technique.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8) implanté à Bejaia au lieu-dit : **Zone D'activités Rue des Frères Mokhtari**, cette structure est destinée pour l'usage multiple, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne, zone sismique (**IIa**). [1]

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Longueur en plan(RDC)20,00 m
- Largeur en plan(RDC).....10.00 m
- Hauteur du RDC..... 3,74 m
- Hauteur des étages courants 2,89 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).27,86 m

I.4. Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

D'après la classification des **RPA99 version 2003**, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. [1]

I.4.1. Eléments structuraux

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.
 - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
 - Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.

❖ **Balcons** :

Les balcons sont conçus en corps creux.

❖ **Revêtements** : ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

❖ **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.5. Règlements et norme utilisée

- ❖ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ CBA93. (Code du béton armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Document Technique Règlementaire).
- ❖ BAEL91/version99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.33.2. (Document Technique Règlementaire).

I.6. Caractéristiques du sol d'assise

- Le sol de notre site est d'une constitution d'argiles marneuse grisâtres.
- Le site est considéré comme **meuble (S3)**.
- La contrainte admissible du sol = **1,6 bars**.
- Ancrage des fondations $D = 4m$

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.7.1.1. Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25Mpa$$

I.7.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.7.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}) [2]$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$

I.7.1.4. Coefficient de poisson

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

$$\begin{aligned} \nu &= 0 & \text{à ELU.} & \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)} [2] \\ \nu &= 0.2 & \text{à ELS} \end{aligned}$$

I.7.1.5. Diagramme contrainte déformation

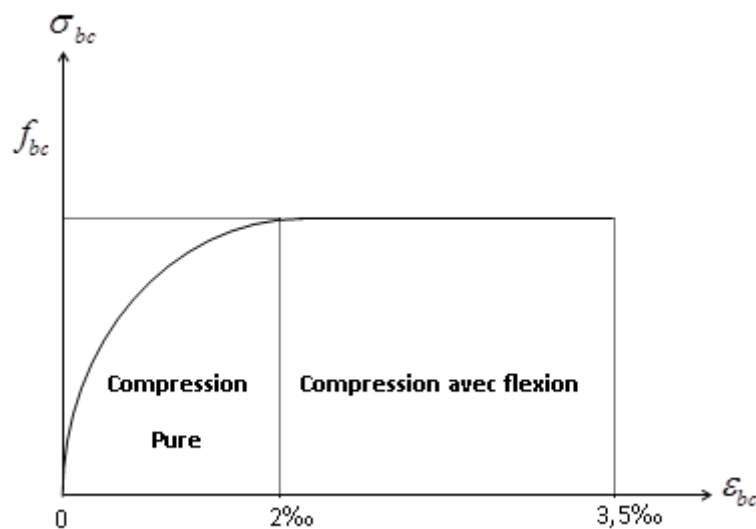


Figure I-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

I.7.1.6. Contraintes limite de compression à L'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

➤ $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Situation accidentelle

➤ $\gamma_b = 1,50 \rightarrow$ Situation courante

θ : Coefficient d'application de charge :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

I.7.1.7. La contrainte de compression à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]}$$

I.7.1.8. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a : [3]

➤ $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

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

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

$\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa}$ Fissuration Peu Nuisible.

$\tau_{adm} = 1.17\text{Mpa}$ Fissuration Préjudiciable.

I.7.2. L'acier

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000\text{Mpa}$

- Principales armatures utilisés :

Tableau I-1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

- **Contrainte limite**

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

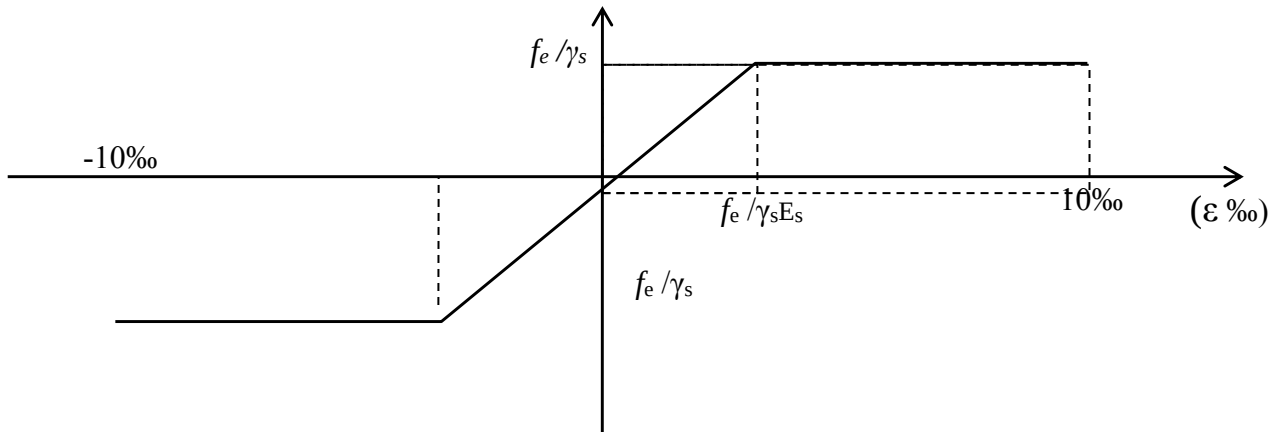


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet :

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

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.8. Conclusion

Dans ce 1er chapitre nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlements en vigueur. Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de notre ouvrage.

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})		25MPa
	Contraintes limite à l'ELU:		
	situation durable		14.2MPa
	situation accidentelle		18.45MPa
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15MPa
Acier	Limite d'élasticité (f_e)		400MPa
	Module d'élasticité		2×10^5 MPa
	Contraintes calcul à l'ELU:		
	situation durable		400MPa
	situation accidentelle		348MPa
	Contrainte à l'ELS:	FN	201.63MPa
		FTN	167MPa

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitation. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents Documents technique réglementaires [1-3].

II.2. Les Planchers :

II.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4). [2]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

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

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{355 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 14\text{cm} \Rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

Pour notre projet on adopte pour : $h_t = 20\text{ cm} : \begin{cases} h_{cc}=16\text{cm}: \text{l'épaisseur de corps creux} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

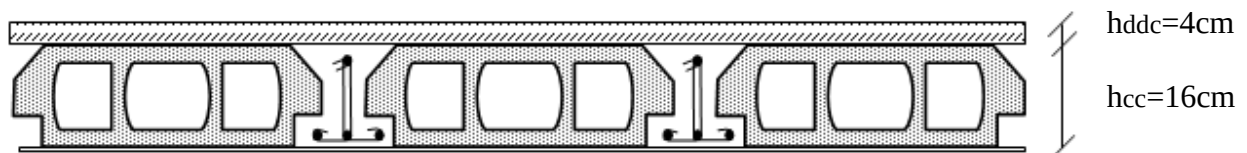


Figure II-1 : Plancher à corps creux

II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x / 2, L_y / 10) \quad \text{CBA93 (ART A.4.1.3). [2]}$$

$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$: Distance entre deux nervures successive

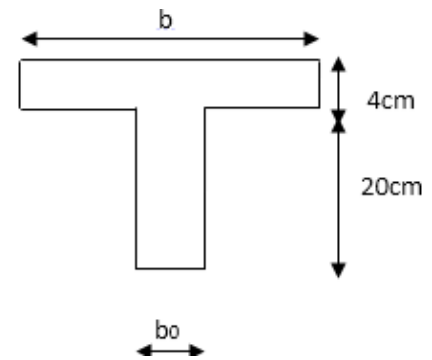


Figure II-2: Coupe transversale d'une poutrelle

$$L_y = 313 - 40 = 273\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55 / 2; 273 / 10) \quad b_1 \leq \min(27,5; 27,3) \quad b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = 27,3\text{cm} \quad b = 2 \times 27,3 + 10 = 64,6$$

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

II.2.2. Les dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) : [2]

➤ Résistance au feu :

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

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

Avec : e = épaisseur de la dalle

➤ Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4 : \frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Type 1** : dalle sur quatre appuis (cage d'ascenseur)

$$L_x = 120\text{cm} \Rightarrow \rho = 0,72 > 0,4$$

$$2,66\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$$

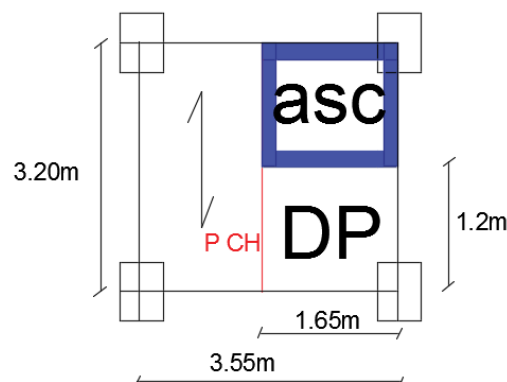


Figure II-3: Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu $\Rightarrow e = 12cm$

II.3. Pré dimensionnement des poutres

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

II.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ **BAEL91/99**[3]

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

$$L_{\max} = 326 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 296cm \Rightarrow 19.73cm \leq h \leq 29.6cm.$$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} & \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)[1]} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

II.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

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

$$L_{\max} = 355 - 0.4 \Rightarrow L_{\max} = 315cm \Rightarrow 21cm \leq h \leq 31.5cm$$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} & \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

II.4.1. Définition

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré Dimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003** [1]

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right] \quad L_{\min} \geq 4 \times e \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

$L_{\min}$: Longueur de voile

e : Épaisseur de voile

- Pour RDC : $\begin{cases} h_e = 374 - 35 = 339\text{cm} \\ e \geq \frac{339}{20} = 16.95\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm} \end{cases}$
- Pour les autres niveaux : $\begin{cases} h_e = 289 - 35 = 254\text{cm} \\ e \geq \frac{254}{20} = 12.7\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm} \end{cases}$
- Au niveau de la cage d'ascenseur : $e \geq 15\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$
- Donc on adopte pour des voiles d'une épaisseur de :
- RDC $e = 20\text{cm}$

Pour les autres niveaux : $e = 15\text{cm}$

Longueur minimal des voiles sera de : $L_{\min} > 4 \times e \Rightarrow L_{\min} = 80\text{cm}$

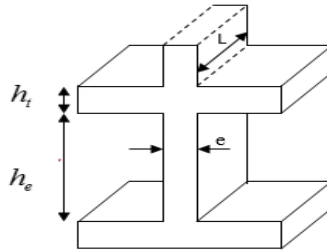


Figure II-4: Coupe de voile en élévation

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

II.5.1. Définitions

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

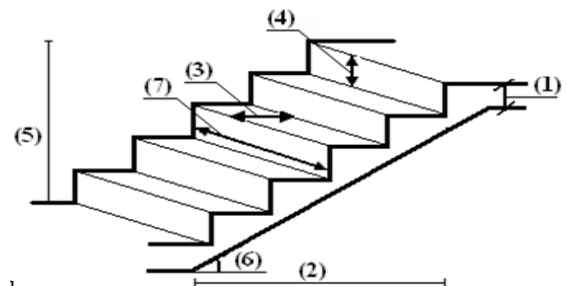


Figure II-5: Schéma de l'escalier

II.5.2. Dimensionnement

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 64\text{cm.} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$h = \frac{H}{n} \quad g = \frac{L_0}{n-1}$$

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier Escaliers droits à deux volées

Volée1 :

$$g = 30cm$$

$$h = 17cm$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

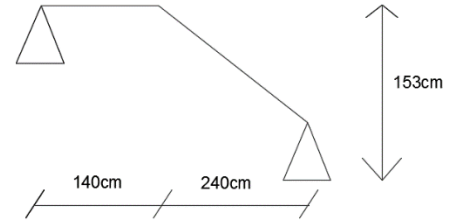


Figure II-6: Schéma de la volée

Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.4 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 4.24m$$

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

$$\frac{4.24}{30} \leq e \leq \frac{4.24}{20}$$

$$\Rightarrow 14cm \leq e \leq 21.2cm$$

On prend $e = 15cm$

Volée 2 :

$$g = 30cm$$

$$h = 17cm$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

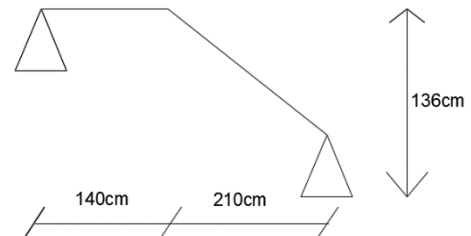


Figure II-7: Schéma de la volée2

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.4 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2}$$

$$L = 3.90m$$

On prend $e = 15cm$

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

$$\frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20}$$

$$12cm \leq e \leq 19.5cm$$

II.6. Ascenseur

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.....**Voir annexe (4)**
- F_c : Charge due à la cuvette = 102 KN
- D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- P_m : Charge due à la salle des machines = 15KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

$$\Rightarrow g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3\text{KN}$$

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (25 \times 0.05) = 5\text{KN} / \text{m}^2$$

$G_1 = \text{poid de la dalle} + \text{revetement}$

II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère

Soit S la section de l'acrotère : $S = (0.6 \times 0.15) + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$

$$S = 0.1037\text{m}^2$$

➤ Charge Permanente

Poids propre :

$$G_1 = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_1 = 25 \times 0.1037 \times 1 \Rightarrow G_1 = 2.6\text{kn} / \text{ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_2 = \gamma_c \times e$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.40\text{kn} / \text{ml}$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 3\text{kn} / \text{ml}$$

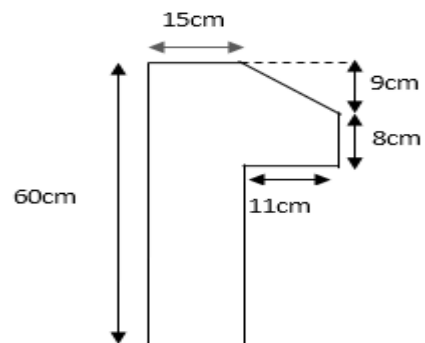


Figure II-8: Schéma de l'acrotère

➤ La Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{KN/ml}$

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003. [3][1]

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

➤ D'après le RPA99/version 2003 : (zone II a)

Poteaux rectangulaires

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

➤ D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1.15$ Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si : } \lambda \leq 50$$

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

$$\text{tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \frac{b \times h^3}{12} \text{ (cas rectangulaire)}$$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit

Rectangulaire :

$$\text{RDC} + 1^{\text{er}} \text{ étage : } (b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{er}}, 3^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$4^{\text{eme}}, 5^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$6^{\text{eme}}, 7^{\text{eme}}, 8^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$$

II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

II.9.1. Terrasse inaccessible

Tableau II-1: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	4	0.8

2	Etanchéité multicouche	2	0.12
3	Isolation thermique (liège)	4	0.16
4	Forme de pente	10	2 .20
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
6	Enduit de plâtre	2	0.2
			$\Sigma = 6.33$

II.9.2.Terrasse accessible

Tableau II-2: Evaluation des charge dans le plancher terrasse accessible

N°	Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.4
2	Etanchéité multicouche	2	0.12
3	Isolation thermique (liège)	4	0.16
4	Forme de pente	10	2 .20
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
6	Enduit de ciment	2	0.4
			$\Sigma = 6.13$

II.9.3.Plancher des étages courants

Tableau II-3: Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Lit de sable	2	0.36
4	Plancher à	20	2.85

	corps creux (16+4)		
5	Enduit de plâtre	2	0.2
6	Cloisons de séparation	10	1
			$\Sigma = 5.21$

II.9.4.Dalle pleine

➤ **Dalle pleine**

Tableau II-4: Evaluation des charges de la dalle pleine

N°	Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Sable fin	2	0.36
4	Dalle pleine	12	3
5	Cloison	10	1
6	Enduit de ciment	1	0.18
			$\Sigma = 5.34$

II.9.5.Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II-5: Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Description	Epaisseur "e"(cm)	Poids "G"(KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	2	0.36
Brique creuse de 15 cm	15	1.3
Lame d'air	5	/
Brique creuse de 10 cm	10	1

Enduit plâtre intérieur	2	0.2
		2.86

II.9.6. Les escaliers

➤ La volée1

Tableau II-6: Evaluation des charges de la volée1

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	0.40
Mortier de pose horizontal	2	0.40
Paillasse	15/cos32.51	4.44
Enduit plâtre	2/cos32.51	0.23
Revêtement du sol en carrelage vertical	2*h/g	0.23
Mortier de pose vertical	2*h/g	0.23
Marche	17/2	1.87
		7.57

➤ La volée2

Tableau II-7: Evaluation des charges de la volée2

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	0.40
Mortier de pose horizontal	2	0.40
Paillasse	15/cos32.92	4.46
Enduit plâtre	2/cos32.92	0.23
Revêtement du sol en carrelage vertical	2*h/g	0.23
Mortier de pose vertical	2*h/g	0.23

Marche	17/2	1.87
		7.82

➤ **Palier****Tableau II-8: Evaluation des charges du palier**

Désignation des éléments	Epaisseur e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	15	3.75
Enduit de plâtre	2	0.2
		5.11

II.9.7. Surcharge d'exploitation**Tableau II-9 : Surcharges d'exploitation**

	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	Balcons	Escalier	Dalle autour de l'ascenseur
Surcharges KN/m²	1	1.5	1.5	3.5	2.5	2.5

II.10. Descente de charge

Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité a la plus grande surface afférente P1

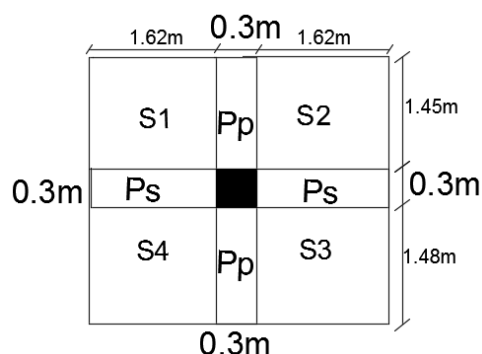


Figure II-9: Surface afférente de poteau P1

II.10.1. La loi de dégression des charges d'exploitation

II.10.1.1. Définition :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente (**DTR.B.C2.2.art.6.3**) : [4]

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_0, Q_1, \dots, Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3+n)/2 * n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

➤ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-10: Descente de charge de poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	60.70	11.45
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	7.58	

	Total	84.55	11.45
N8	Venant de N9	84.55	
	Plancher EC	49.96	36.62
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	7.58	
	Total	158.36	36.62
N7	Venant de N8	158.36	
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	44.07
	Poteau	7.58	
	Total	232.17	44.07
N6	Venant de N7	232.17	
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	57.80
	Poteau	10.11	
	Total	308.51	57.80
N5	Venant de N6	308.51	
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	69.82

	Poteau	10.11	
	Total	384.85	69.82
N4	Venant de N5	384.85	80.13
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	13	
	Total	464.08	80.13
N3	Venant de N4	464.08	88.71
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	13	
	Total	543.31	88.71
N2	Venant de N3	543.31	96.78
	Plancher EC	49.96	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	16.25	
	Total	625.29	96.78
	Venant de N2	625.29	

N1	RDC	49.96	106.22
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.27	
	Poteau	21.03	
	Total	712.55	106.22

$$\begin{cases} G_{P1} = 712.55KN \\ Q_{P1} = 106.22KN \end{cases}$$

II.10.2. Le poteau le plus sollicité à la cage d'escalier P2

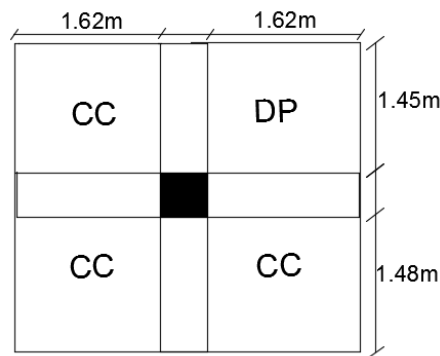


Figure II-10 : Surface afférente de poteau P2

Tableau II-11: Descente de charge de poteau P2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N10	Terrasse inaccessible	15.19	3.33
	$G_{pp} + G_{ps}$	8.57	
	Poteau	2.62	
	Total	26.38	3.33
N9	Venant de N10	26.38	16.84
	Plancher T inaccessible	30.38	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	

	Poteau	7.58	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	100.18	
N8	Venant de N9	100.18	37.72
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	7.58	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	180.69	
N7	Venant de N8	180.69	53.33
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	7.58	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	261.28	
N6	Venant de N7	261.28	67.07
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	10.11	
	Dalle pleine	19.59	

	Total	344.4	67.07
N5	Venant de N6	344.4	78.75
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	10.11	
	Dalle pleine	19.59	
	Total	427.52	78.75
N4	Venant de N5	427.52	103.08
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	13	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	513.55	103.08
N3	Venant de N4	513.55	111.5
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	13	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	599.56	111.5

N2	Venant de N3	599.56	120.09
	Plancher EC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	16.25	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	688.82	120.09
N1	Venant de N2	688.82	129.44
	RDC	37.25	
	$G_{pp} + G_{ps}$	16.19	
	Poteau	16.25	
	Dalle pleine	19.57	
	Total	778.08	129.44

$$G_{P2} = 778.08KN$$

$$Q_{P2} = 129.44KN$$

II.10.3. Les vérifications nécessaires pour le poteau P2

➤ Poteau cage d'escalier :

$$\text{L'effort normal ultime : } \begin{cases} N_U = 1.35G + 1.5Q \\ N_U = 1.35 \times 778.08 + 1.5 \times 129.44 \\ N_U = 1244.56KN \end{cases}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10% : $N_U = 1369.02KN$

II.10.3.1. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2Mpa \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{1369.02 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.096m^2$$

$$B \geq 0.096m^2 \text{ On prend } B = 0.45 \times 0.5 = 0.225m^2 \Rightarrow B = 0.225m^2 > 0.096m^2$$

II.10.3.2. Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.39 = 2.37 \text{ m}$$

$$B = 0.45 \times 0.5 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.45 \times (0.5)^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.135$$

$$\lambda = \frac{2.37}{0.135} = 17.55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.55}{35}\right)^2} = 0.80$$

➤ Le BAEL fixe $A_s / B_r \geq 0.8\%$. On prend : $A_s / B_r = 1\%$

Donc on doit vérifier que : $B_r \geq N_u / \left[\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right) \right]$

$$B_r \geq 1369.02 \times 10^{-3} / \left[0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right) \right] = 0.07 \text{ m}^2$$

Or nous avons $B_r = (45 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2 \text{ m}^2$

$0.2 \text{ m}^2 > 0.07 \text{ m}^2$ Donc le poteau ne risque pas de flamber. [3][2]

➤ **Vérification pour les poteaux des autres niveaux :**

Tableau II-12: Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition B > B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
RDC et 1 étage	1369.02	45 × 50	0.225	0.096	Vérifiée
Etage 2,3	1074.3	45 × 40	0.18	0.07	Vérifiée
Etage 4,5	764.8	40 × 35	0.14	0.05	Vérifiée
Etage 6, 7,8	432.72	35 × 30	0.10	0.03	Vérifiée

Tableau II-13: Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition Br > B _r calculé		Observation
			Br (m ²)	Br calculé (m ²)	
RDC	1369.02	45 × 50	0.2	0.07	Vérifiée

1 étage	1221.04	45 × 50	0.2	0.07	Vérifiée
Etage 2,3	1074.3	45 × 40	0.18	0.07	Vérifiée
Etage 4,5	764.80	40 × 35	0.14	0.07	Vérifiée
Etage 6, 7,8	432.72	35 × 30	0.10	0.05	Vérifiée

II.10.4. Le poteau le plus sollicité à la cage d'escalier P2

$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$vérifier

$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$vérifier

$0.25 < \frac{b}{h} < 4$vérifier

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions de RPA [1]

II.11. Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires. On a adopté pour les éléments les sections suivantes :

➤ Les poutres :

- **Poutre principale :** $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :** $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Les poteaux :

- **rectangulaire :**

$RDC + 1^{er} \text{ étage} : (b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$

$2^{eme}, 3^{eme} \text{ étage} : (b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$

$4^{eme}, 5^{eme}, \text{ étage} : (b \times h) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$

$6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} \text{ étage} : (b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ Voile :

- ✓ RDC : $e = 20 \text{ cm}$
- ✓ Les autres niveaux : $e = 15 \text{ cm}$

Chapitre III

Etude des
éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent 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 présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III.2. Les planchers

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.2.1. Planchers à corps creux :

III.2.1.1. Calcul des poutrelles :

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

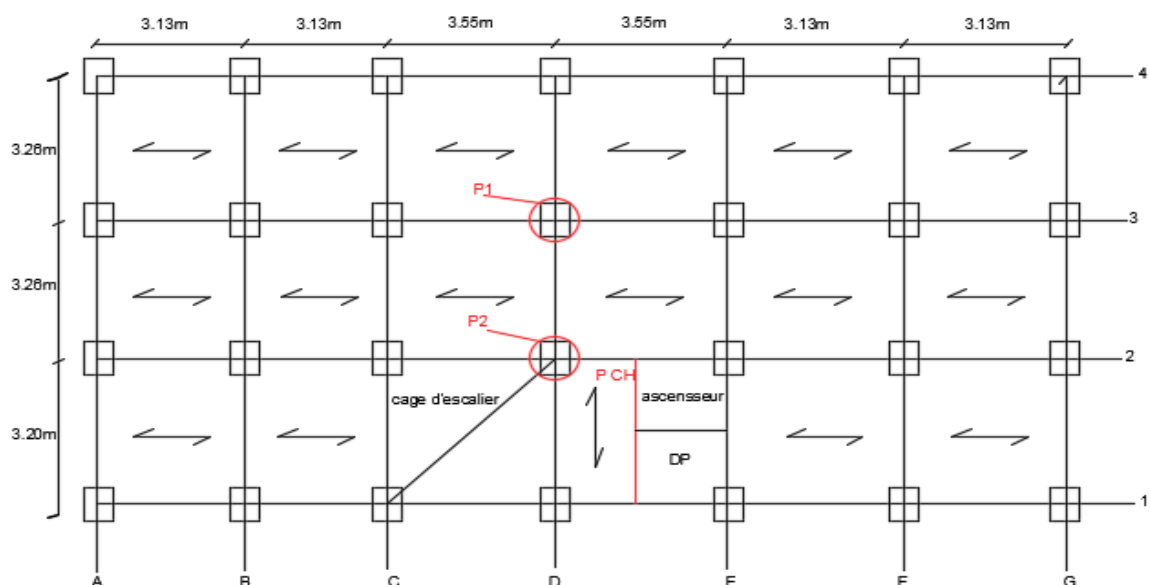


Figure III-1: Disposition des poutrelles

III.2.1.1.1. Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.2.1.1.1.a. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

➤ Domaine d'application (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N). [3]

➤ Application de la méthode

• Evaluation des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g (moment en appuis gauche) et M_d (moment en appuis droit) doivent vérifier :

- a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$
- b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée de rive.
- c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

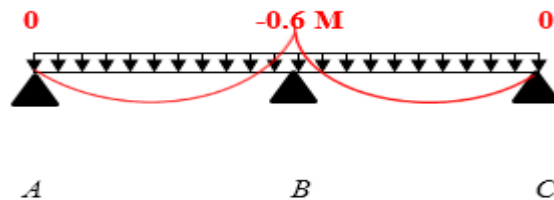


Figure III-2: Diagramme des moments à deux travées

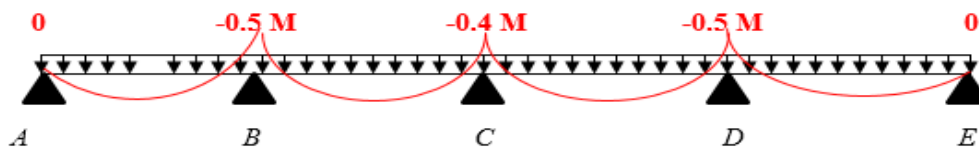


Figure III-3: Diagrammes des moments à plusieurs travées

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)} \quad \alpha : \text{Les degrés de surcharge}$$

- **Remarque**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de couture vis-à-vis de la fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0.15M_0 \text{ tel que } M_0 = \max(M_0^1, M_0^n).$$

- **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- ✓ 15% si c'est une poutre à deux travées.
- ✓ 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

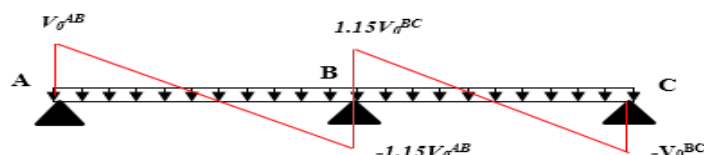


Figure III-4: Diagramme des efforts tranchants à deux travées

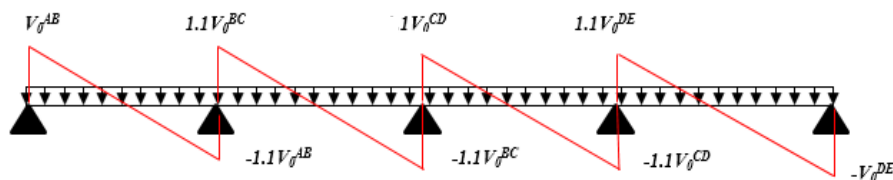


Figure III-5: Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées

Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

4 ^{ème} type	
--------------------------	--

Tableau III-1: Les différentes types de poutrelles

- **Remarque :**

Type1 : étage courant (1, 2, 3, 4, 5,6) → planchers habitation.

Type2 : étage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6) 7,8, terrasse inaccessible → planchers habitation+terrasse inaccessible.

Type3 : étage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6) 7,8, terrasse inaccessible → planchers habitation+terrasse inaccessible.

Type4 : étage (7,8), terrasse inaccessible → planchers habitation +terrasse inaccessible.

- **Les différentes charges sur les poutrelles**

Tableau III-2: Les différentes charges sur les poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35 G+1.5Q		ELS G+Q	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN /m)0.65×q _u	q _s (KN /m ²)	P _s (KN /m)0.65×q _s
Habitation	5.21	1.5	9.28	3.80m	6.71	4.36
Terrasse inaccessible	6.33	1	10,04	6,52	7.33	4,76
Terrasse accessible	6.13	1.5	10.52	6.83	7.63	4.95

- **Exemple de calcul**

Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type du plancher à usage habitation :

Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 art B6.2.21).

➤ Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$) :

→ $Q = 1.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min (2 \times 5.21, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ condition vérifiée.

➤ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$:

→ $0.8 \leq \frac{3.13}{3.13} \leq 1.25$ condition vérifiée.

➤ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.condition vérifiée.

➤ Fissuration peu nuisible (F.P.N)condition vérifiée. [3]

- **calcul des sollicitations**

À l'ELU :

$$p_u = 6,03 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

À l'ELS :

$$P_s = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments isostatique :**

➤ À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} \quad M_{AB}^0 = M_{BC}^0 = \frac{6,03 \times 3,13^2}{8} = 7,38 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS :

$$M_{AB}^0 = M_{BC}^0 = \frac{4,36 \times 3,13^2}{8} = 5,33 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

➤ **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

$$M_0 = \frac{q L^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{BC}) = 3,13 \text{ m}$$

$$\underline{\text{ELU:}} M_A^U = M_C^U = -0,15 \times 7,38 = -1,1 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELS:}} M_A^S = M_C^S = -0,15 \times 5,33 = -0,80 \text{ KN.m.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

ELU :

$$M_B^U = -0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 7,38 = -4,42 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_B^S = -0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 5,33 = -3,19 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{5,21 + 1,5} = 0,223$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) = 1 + 0,3 \times 0,223 = 1,067 \\ 1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,223 = 1,267 \end{cases}$$

➤ **ELU :**

Travée(AB) = Travée(BC) :

$$M_0 = 7,38 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 0.6M_0}{2} \geq \text{Max}[1.067 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq 0.7657 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.267 \times M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.633M_0 \dots \dots \dots (2)$$

Donc : $M_t = 5.66 \text{ kN.m}$

➤ **ELS :**

Travée(AB)=Travée(BC) :

$$M_0 = 5.33 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_t = 4.08 \text{ kN.m}$

• **Evaluation des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_U \times L}{2}$$

Travée(AB)=Travée(BC) :

$$V_A = \frac{6.03 \times 3.13}{2} = 9.43 \text{ kN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -10.85 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{max}} = 10.85 \text{ kN}$$

➤ **Plancher habitation**

Tableau III-3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	-3.80	-1.10	6.34	10.71	-2.74	-0.79	4.58
Type 2	-4.42	-1.10	5.66	10.85	-3.19	-0.79	4.08
Type 3	/	-1.15	7.72	9.65	/	-0.83	5.58

➤ **Plancher terrasse inaccessible 1**

Tableau III-4: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 2	-4.79	-1.19	5.99	11.75	-3.50	-0.87	4.37

Type4	-5.14	-1.54	8.22	12.75	3.75	-1.12	6
-------	-------	-------	------	-------	------	-------	---

➤ Plancher terrasse inaccessible 2

Tableau III-5 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 3	/	-1.25	8.35	10.44	/	-0.71	6.09

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles

- Exemple de calcul étage courant :

Plancher habitation poutrelle Type 2

Sollicitation maximales :

Elu:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = -4.42 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -1.1 \text{ KN.m} \\ V_{\text{max}} = 10.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Els:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 4.08 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = -3.19 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = -0.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des armatures en travée :

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

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \\ M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.022) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / F_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_t \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

➤ Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.096$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.126$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.126) = 0.170 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4.42 \times 10^{-3}}{0.170 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.2 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA10=1.92 cm².

➤ Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$M_u = 1.1 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.1 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.023$$

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

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

$$\alpha = 0.029$$

$$z = 0.168 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.1 \times 10^{-3}}{0.168 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}.$$

On opte pour 1HA10=0.79 cm²

- Résumé du ferrailage des différents planchers

Le ferrailage des poutrelles est calculé avec les sollicitations maximales pour chaque plancher

Tableau III-6: Ferrailage des poutrelles des plancher terrasse accessible et inaccessible

Plancher terrasse inaccessible 1							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	8.22	0.027	0.034	0.177	1.33	1.41	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-5.14	0.111	0.148	0.169	0.87	0.22	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-1.54	0.133	0.042	0.176	0.25	0.22	0.79⇒1HA10
Plancher terrasse accessible 2							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	8.35	0.027	0.035	0.177	1.35	1.41	3.39⇒3HA12
Appuis de rive	-1.25	0.027	0.034	0.177	0.22	0.22	0.79⇒1HA10

Tableau III-7: Ferrailage poutrelles du plancher habitation

Plancher habitation étage courant (1....6)							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	7.72	0.025	0.032	0.177	1.25	1.41	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-4.42	0.096	0.126	0.170	0.74	0.22	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-1.15	0.025	0.031	0.177	0.19	0.22	0.79⇒1HA10

Plancher habitation étage (7,8)

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	7.76	0.026	0.032	0.177	1.26	1.41	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-4.75	0.103	0.136	0.170	0.80	0.22	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-1.42	0.030	0.039	0.171	0.23	0.22	0.79⇒1HA10

III.2.1.3. Vérifications à ELU :

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 10.85 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.6 \text{ Mpa}$$

 $\tau_u < \bar{\tau}_u$... Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement
➤ Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

- Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] A_l = 1.57 \text{ cm}^2$

$$A_l = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 1.09 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

• Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.79 \text{ cm}^2 \geq 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ avec $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 10.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.708 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Espacement des armatures transversales S_t

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivante :

$$\checkmark \quad S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad .St2 \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ty} K)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \quad S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 106 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droit.)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour un étrier $\phi 6$

➤ **Vérification de la bielle**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$.

$V_u = 10.85 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN}$

Commentaire : La bielle est vérifiée.

III.2.1.4. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite de compression du béton.
- ✓ état limite de déformation.

➤ **Vérification à l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

• **En travée :**

✓ Position de l'axe neutre : $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.919 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -1.919 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

$\Rightarrow$ Calcule d'une section en T

✓ Calcul de l'axe neutre y :

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

$$0.05 y^2 + 5.08 \times 10^{-3} - 9.15 \times 10^{-4} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 9.3 \text{ cm}$

✓ Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 21276.57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.57 \times 10^{-3}}{21276.57 \times 10^{-8}} \times 0.093 = 1.78 \text{ MPa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

.Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau III-8 : Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	14.71	3.39	0.05246	16921.177	4.56	15	Vérifiée
En appui	-9.58	2.26	0.09285	8148.89	10.92	15	Vérifiée

✓ **Plancher terrasse accessible**

Tableau III-9: Vérification de l'état limite de compression du béton plancher terrasse accessible

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	15.40	3.39	0.05246	16921.177	4.77	15	Vérifiée
En appui	-9.24	1.92	0.08739	7289.26	11.07	15	Vérifiée

✓ **Plancher habitation**

Tableau III-10: Vérification de l'état limite de compression du béton plancher habitation

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	16.01	3.39	0.05246	16921.177	4.96	15	Vérifiée
En appui	-9.90	2.26	0.09285	8148.89	11.28	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation BAEL l'article (B.6.5.1) et (CBA93)**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. [3][2]

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

Mt : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

L : Longueur de la travée

A_s : Section des armatures choisies

On a :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0.056 \geq \frac{4.57}{15 \times 6.86} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{3.39}{10 \times 22} = 0.015 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

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

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

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

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jse}, M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• Propriété de la section

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = 9.3 \text{ cm}$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = 11.62 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 48744.14 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \times E_v \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32456.58 \text{ MPa}$$

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_{serg} = 0.667 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \quad M_{serj} = 0.667 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \quad M_{serp} = 0.667 \times \frac{q_p \times L^2}{8}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 3.81 \times 0.65 = 2.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.21 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.36 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 2.59 \text{ KN.m} \quad M_{gser} = 3.54 \text{ KN.m} \quad M_{pser} = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.10) \times 0.018} = 2.36$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.36 = 0.94$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.59 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.093)}{21276.57 \times 10^{-8}} = 17.63 \text{ MPa} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{3.54 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.093)}{21276.57 \times 10^{-8}} = 21.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{4.57 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.093)}{21276.57 \times 10^{-8}} = 28.03 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0. \quad \mu_g = 0 \quad \mu_p = 0.108$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 48744.14}{1 + (2.36 \times 0)} = 5.361 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{ig} = 5.36 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{ip} = 4.2727 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_{vg} = 5.361 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.59 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32456.58 \times 5.361 \times 10^{-4}} = 2.101 \times 10^{-4} \text{ m} \quad f_{gi} = 2.58 \times 10^{-4} \text{ m} \quad f_{pi} = 4.19 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{vg} = 7.00 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00700 - 0.0002101 + 0.000419 - 0.000258 = 6.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 6.9 \text{ mm} < f_{adm} = 7.1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher habitation étage 7 et 8 :**

Tableau III-11: Vérifications de la flèche pour plancher habitation étage 7 et 8

Y (m)	I (m ⁴)	I _o (m ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
0.3858 1	2.1588	0.00025	0.407	0.557	0.719	2.158	1.19	7.1

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 1 :**

Tableau III-12 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 1

Y (m)	I (m ⁴)	I _o (m ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
0.38581	2.1588	0.0002531	0.434	0.722	0.836	2.509	2.18	7.1

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 2 :**

Tableau III-13 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 2

Y (m)	I (m ⁴)	I _o (m ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
0.385	2.1588	0.00025	0.542	0.742	0.957	2.873	2.54	6.4

III.2.1.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III-14: Schémas de ferrailage des poutrelles

Planchers	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Plancher habitation Et terrasse inaccessible			

III.2.1.6. Ferrailage de dalle de compression : CBA (Art B.6.8.2.3) [2]

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N:

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle (||) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

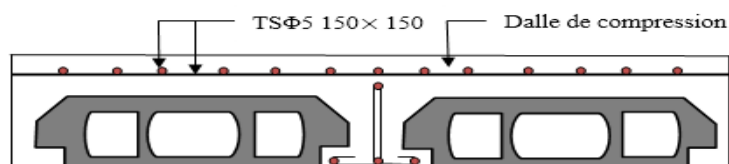


Figure III-6: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Planchers à dalles pleines :

Pour cette structure, un seul type de dalle pleine :

- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau Dp1).

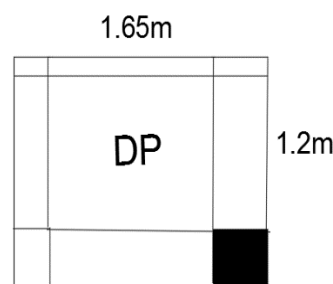
III.2.2.1. Etudes des dalles

III.2.2.1.1. Panneau DP1

C'est une dalle sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur $e = 12\text{cm}$. Elle est illustrée sur la figure suivante :

$$\begin{cases} L_x = 1.2\text{m} \\ L_y = 1.65\text{m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{1.2}{1.65} = 0.72 > 0.4$$

→ dalle travaille dans les deux sens



➤ Calcul des moments

- ✓ En travée :

$$\text{Elu: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times L_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Figure III-7: Dalle sur quatre appuis panneauDp1

$$\text{Avec : } \begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \\ P_u = 1.35(5.36) + 1.5(2.5) = 10.98.11\text{KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s = G + Q \\ P_s = 5.36 + 2.5 = 7.86\text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{D'après le tableau de l'annexe (1) on a : } \begin{matrix} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{matrix} \begin{cases} \vartheta = 0 \\ \vartheta = 0,2 \end{cases} \quad \begin{matrix} \rho = 0.72 \\ \rho = 0.72 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \mu_x = 0.0658 \text{ et } \mu_y = 0.4624 \\ \mu_x = 0.0719 \text{ et } \mu_y = 0.6063 \end{matrix}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = 0.0658 \times 10.98 \times 1.2^2 = 1.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.4624 \times 1.04 = 0.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 0.0719 \times 7.86 \times 1.2^2 = 0.81\text{KN.m} \\ M_0^y = 0.6063 \times 0.81 = 0.49\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés :

- ✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 1.04 = 0.78\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 0.48 = 0.36\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 0.81 = 0.6\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 0.48 = 0.36\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis

ELU :
$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.04 = -0.52 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -0.5 \times 0.48 = -0.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS:
$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 0.81 = -0.4 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -0.5 \times 0.48 = -0.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-15: Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	$M_t (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)
x-x	0.78	0.0055	0.6069	0.0999	0.225
y-y	0.36	0.0025	0.0031	0.0998	0.103
En appuis					
Sens	$M_a (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)
x-x	-0.52	0.0036	0.004	0.099	0.149
Y-Y	-0.24	0.016	0.0021	0.099	0.069

➤ Condition de non fragilité

✓ En travée

Sens x-x

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = (8.10^{-4} / 2) \times (3 - 0.72) \times 100 \times 12 = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec $A_{\min}$

Sens y-y

$$A_{\min} = \rho \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\min} > A_{\text{calculée}} \quad \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

✓ En appuis

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min} > A_{\text{calculée}} \quad \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour une section de ferrailage :

- ✓ **En travée :** Sens x-x : 5HA8 = 2.51 cm^2
: Sens y-y : 5HA8 = 2.51 cm^2
- ✓ **en appuis :** 5HA8 = 2.51 cm^2

➤ Espacement des barres

Sens x-x : on opte pour $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$ Sens y-y : on opte pour $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 5.05 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (P_u \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 1.94 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.05}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.056 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.94}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.021 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.➤ **Vérification des contraintes**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

✓ **En travée****Tableau III-16: Vérification des contraintes en travée**

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Observation
x-x	0.61	2.51	0.019	1.714×10 ⁻⁵	0.681	15	Vérifiée
y-y	0.36	2.51	0.019	1.714×10 ⁻⁵	0.413	15	vérifiée

✓ **En appuis****Tableau III-17 : Vérification des contraintes en appuis**

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Observation
x-x	-0.4	2.51	0.019	1.714×10 ⁻⁵	0.454	15	Vérifiée
y-y	0.24	2.51	0.019	1.714×10 ⁻⁵	0.275	15	Vérifiée

➤ **Vérification à l'état limite de déformation**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} e = 12 \text{ cm} > \max[(0.045 L_x, 0.045 L_y)] = 5.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ A_t^x = 2.51 < 4.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

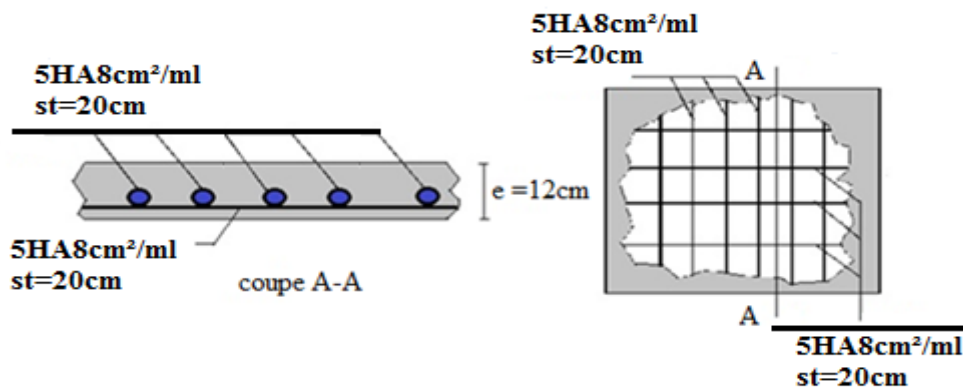


Figure III-8: Schéma de ferrailage de panneau de dalle DP1

III.3. Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure avec :

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.17 + 0.08) \times 0.11 / 2$$

$$S = 0.1037 \text{ m}^2$$

III.3.2. Evaluation des charges

- ✓ Poids propre et la surcharge d'exploitation
 $G = 3 \text{ kn} / \text{ml}$
- ✓ La force sismique
 $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3}) [1]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3 = 1.44 \text{ KN}$$

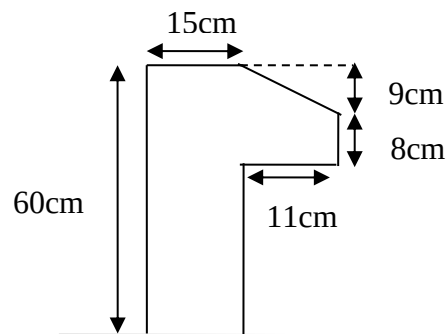


Figure III-9: Schéma de L'acrotère

III.3.3. Calcul des sollicitations

✓ calcul du centre de pression

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

$$x_c = 9.32 \text{ cm}$$

$$y_c = 32.7 \text{ cm}$$

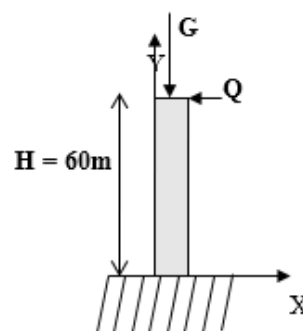


Figure III-10: Les sollicitations sur L'acrotère

✓ L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h \quad M_Q = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c \quad M_{Fp} = 1.44 \times 0.327 = 0.47 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = 0.47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Différentes combinaisons à utiliser

Tableau III-18: Différentes combinaisons à utiliser

Différentes combinaisons à utiliser			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	3	4.05	3
M (KN)	1.07	0.9	0.6

III.3.4. Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion composée

✓ Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = M_u / N_u = 1.07 / 3 = 35.66 \text{ cm} \\ h/6 = 0.60 / 6 = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u/N_u$) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot L/250)$, tels que L: portée de l'élément $L = 60 \text{ cm}$

$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot 60/250) = \max(2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots \dots \dots \text{(RPA Art A.4.3.5)} [1]$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \Rightarrow e_2 = 0.58 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 35.66 + 0.58 + 2 = 38.24 \text{ cm}$$

Les sollicitations deviennent alors :

$$\begin{cases} N_u = 3 \text{ KN} \\ M_u = 3 \times 0.3824 = 1.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul à L'ELU

On calcule les armatures à L'ELU, puis on effectue la vérification des contraintes à L'ELS

$e_0 > H/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 1.15 + 3 (0.12 - 0.15/2) = 1.285 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 1.285 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.285 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0063 \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0079 \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.119 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1.285 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.31 - \frac{3 \times 10^{-3}}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

- ✓ **Armature principale**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm ; soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- ✓ **Armature de répartition**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \implies \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.44 + 1 = 2.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.44 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.020 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\implies \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul à l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$d = 0.12 \text{ m}$$

$$c = d - e_G$$

Tel que e_G : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3} = 0.2 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\implies c = 0.12 - 0.2 = -0.1 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times 0.08^2 + (0.12 - 0.08) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.02 \\ q = -3 \times 0.08^3 + (0.12 - 0.08)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0011 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.275\text{m}$. Donc, $y = 0.0187\text{m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 3.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 35.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN} \end{cases}$$

• **Schéma de ferrailage**

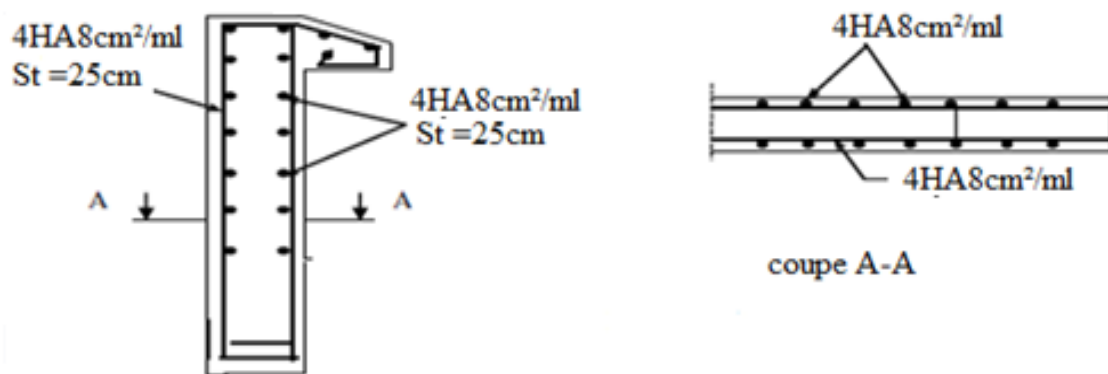


Figure III-11: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. Etude la poutre de chaînage

III.4.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1]

• **Type01 :**

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

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

$$L_{max} = 3.2\text{m}$$

- ✓ Hauteur minimale $h \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur minimale $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.4.2. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

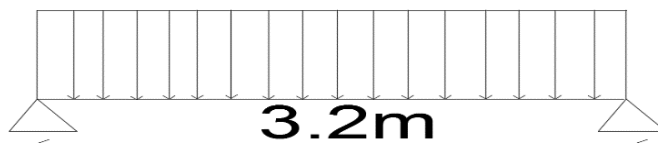


Figure III-12: Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.ch} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $G_{cc} = 5.21 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $G_{dp} = 5.36 \times 1.65/2 = 4.42 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $p_{voile} = 1.9 \times 0.15 \times 25 = 7.125 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $lg = 1.85/2 \Rightarrow lg = 0.925 \text{ m}$

• **Calcule des moments :**

$$\begin{aligned}
 \text{ELU} \left\{ \begin{aligned} q_u &= (1.35(G_{c.c}) + 1.5(G_{cc})) \times \frac{lg}{2} + 1.35(p_{voile} + G_{dp} + G_{p.ch}) + \\ &\quad 1.5(Q_{dp} \times 1.2) = 30.80 \text{ KN/ml} \\ M_u &= q_u \times l^2/8 = 39.42 \text{ KN.m} \\ V_u &= q_u \times l/2 = 49.28 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\
 \text{ELS} \left\{ \begin{aligned} q_s &= ((G_{c.c}) + (G_{cc})) \times \frac{lg}{2} + (p_{voile} + G_{dp} + G_{p.ch}) + \\ &\quad (Q_{dp} \times 1.2) = 22.43 \text{ KN/ml} \\ M_s &= q_s \times l^2/8 = 28.71 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

• **Correction des moments :**

$$\begin{aligned}
 \text{Travée} \left\{ \begin{aligned} M_T^u &= 0.75 M_u = 29.56 \text{ KN.m} \\ M_T^s &= 0.85 M_s = 21.53 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\
 \text{Appuis} \left\{ \begin{aligned} M_a^u &= -0.5 M_u = -19.71 \text{ KN.m} \\ M_a^s &= -0.5 M_s = -14.35 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

III.4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III-19: Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	29.56	0.063	0.081	0.319	2.66	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$

Appuis	-19.71	0.042	0.053	0.323	1.75	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$
---------------	--------	-------	-------	-------	------	-----------------	-----------------------------

III.4.3.1. Vérifications ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.497 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Calcul des armatures transversales**

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcule les armatures transversales :

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.165$$

$$\text{soit : } A_{trans} = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

III.4.3.2. Vérifications ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Tableau III-20: Vérification de la contrainte dans le béton

	$M^s \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$
Travée	29.56	0.089	3.6583×10^{-4}	5.23	15
Appuis	- 19.71	0.076	2.420×10^{-4}	4.00	15

➤ **Etat limite de déformation**

• **Evaluation de la flèche**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{320} = 0.109m \geq \frac{19.71}{10 \times 28.71} = 0.068m \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{30 \times 33} = 3.42 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{35}{320} = 0.109m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

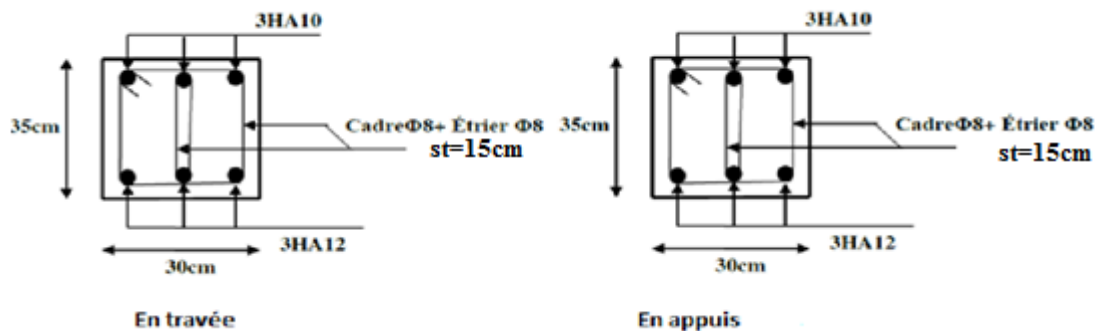


Figure III-13: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

● Type 02 :

Remarque : il existe plusieurs types de poutres de chaînage mais on a ferrillée avec les sollicitations les plus défavorables

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

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

$$L_{\max} = 3.26\text{m}$$

- ✓ Hauteur minimale $h \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur minimale $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

III.4.4. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

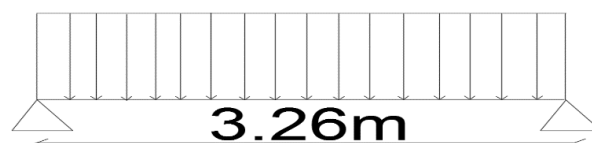


Figure III-14: Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.ch} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{cc} = 6.75 \text{ KN/ml}$.
- **Calcule des moments :**

$$\begin{aligned}
 \text{ELU} \quad & \begin{cases} q_u = 6.75 + (2.25 \times 1.35) = 9.78 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 13 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 15.94 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{ELS} \quad & \begin{cases} q_s = 7.04 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 9.36 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

• **Correction des moments :**

$$\begin{aligned}
 \text{Travée} \quad & \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 7.02 \text{ KN.m} \end{cases} & \text{Appuis} \quad & \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -6.5 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -4.68 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

III.4.5. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III-21: Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	9.75	0.029	0.037	0.275	1.02	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.01$
Appuis	-6.5	0.019	0.024	0.267	0.67	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.01$

III.4.5.1. Vérifications ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Calcul des armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcule les armatures transversales :

$$\begin{aligned}
 A_{trans} & \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \\
 A_{trans} & \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.562
 \end{aligned}$$

$$\text{soit : } A_{trans} = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

III.4.5.2. Vérifications ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Tableau III-22: Vérification de la contrainte dans le béton

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	7.02	0.1	0.4×10^{-3}	1.73	15

Appuis	-4.68	0.02	0.1×10^{-3}	1	15
---------------	-------	------	----------------------	---	----

➤ **Etat limite de déformation**

• **Evaluation de la flèche**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{30}{320} = 0.093m \geq \frac{7.02 \times 10^{-3}}{10 \times 9.36 \times 10^{-3}} = 0.075m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.36 \times 10^{-4}}{\frac{30 \times 28}{320}} = 2.80 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{30}{320} = 0.093m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage**

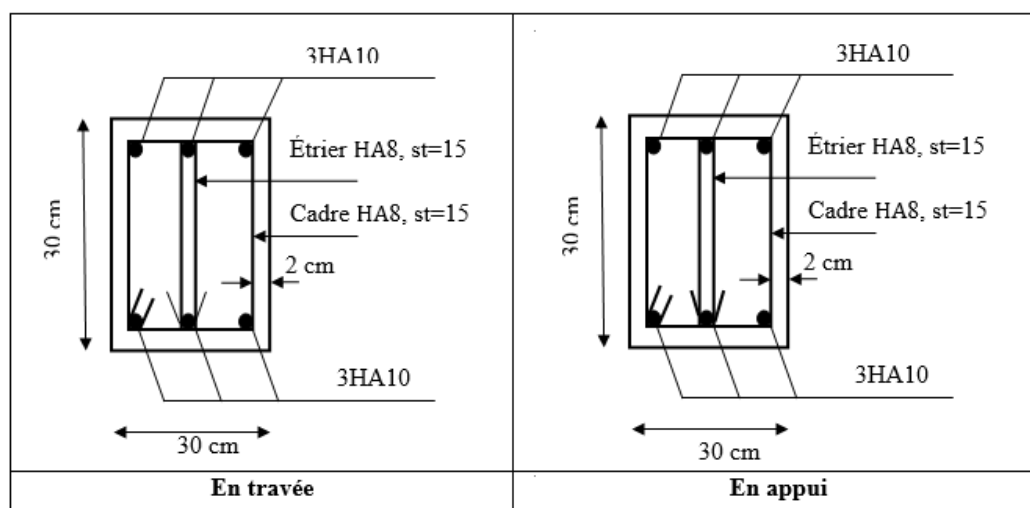


Figure III-15: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Étude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.5.1. Étude de type d'escalier courant

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 15$, le calcul se fait pour une bonde de 1m.

➤ **Evaluation des charges**

✓ **Volée :**

$$G_{\text{volée}} = 7.82 \times 1 = 7.82 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Palier :**

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \times 1 = 5.11 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

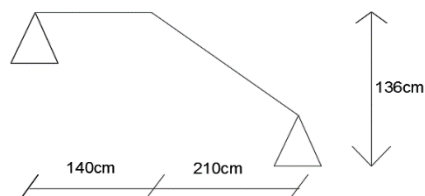
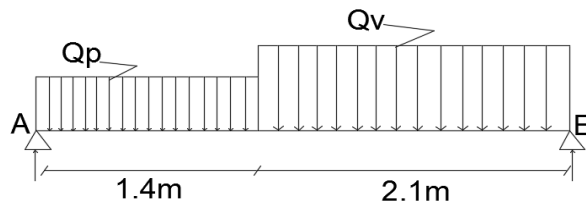


Figure III-16: Schéma d'escalier courant

➤ **Combinaison des charges :**

$$L'ELU : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.30 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.64 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$L'ELS : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 10.32 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 7.61 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.1.1. Calcul des sollicitations :**Figure III-17: Schéma statique de l'escalier courant**• **Les réactions d'appuis :**

❖ ELU

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = 10.64 \times 1.4 + 14.30 \times 2.1 \\ R_A + R_B = 44.92 \text{ KN} \end{cases} \\ \sum M/A = 0 &\Rightarrow \begin{cases} -14.30 \times (2.1) \times (2.45) - 10.64 \times (1.4) \times (0.7) + R_B \times (3.5) = 0 \\ R_A = 20.92 \text{ KN} \\ R_B = 24 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ ELS} \quad R_A + R_B &= 32.34 \text{ KN} \\ \begin{cases} R_A = 15.04 \text{ KN} \\ R_B = 17.30 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

• **Les efforts internes :**✓ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.4$**

$$V(x) = q_p x - R_A$$

❖ ELU

$$\begin{cases} V(0) = -20.92 \text{ KN} \\ V(1.4) = -6.02 \text{ KN} \end{cases}$$

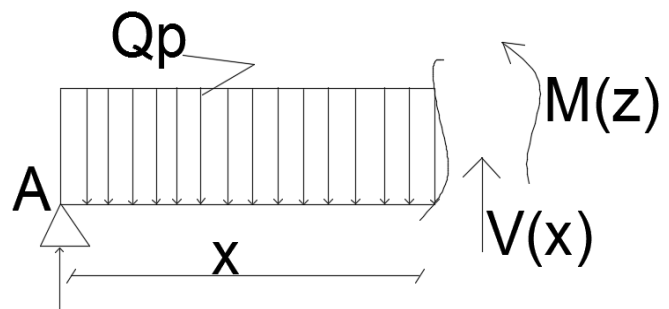
❖ ELS

$$\begin{cases} V(0) = -15.04 \text{ KN} \\ V(1.4) = -4.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_p x^2 / 2 + R_A x$$

❖ ELU

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 18.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$



❖ ELS

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 13.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Tronçons2 : $0 \leq X \leq 2.1$

$$V(x) = q_v x - R_b$$

❖ ELU

$$\begin{cases} V(0) = -24 \text{ KN} \\ V(2.1) = 6.03 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ ELS

$$\begin{cases} V(0) = -17.3 \text{ KN} \\ V(2.1) = 4.37 \text{ KN} \end{cases}$$

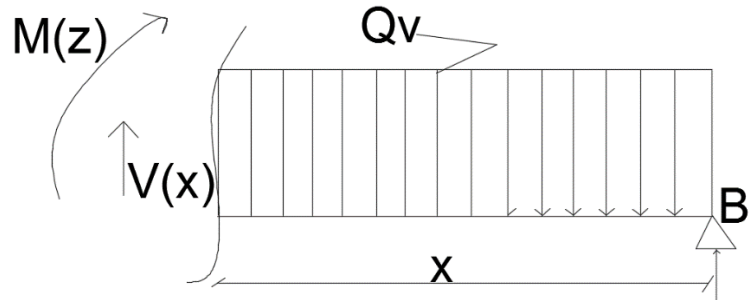
$$M(x) = -q_v x^2 / 2 + R_B x$$

❖ ELU

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 18.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS

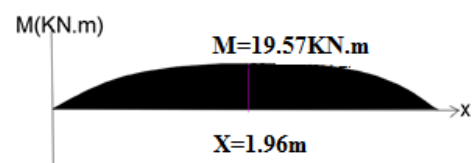
$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 13.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :



Effort tranchant



Moment fléchissant

III.5.1.2. Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU :

$$V(x) = 10.64x - 20.92 = 0 \Rightarrow x = 1.96 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(1.81) = 19.57 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75 M_{\max} = 0.75 \times 19.57 = 14.67 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 19.57 = -9.78 \text{ KN.m} \\ V = 24 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS :

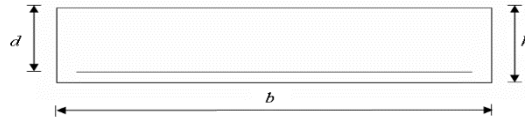
$$V(x) = 7.61x - 15.04 = 0 \Rightarrow x = 1.96 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(1.96) = 14.84 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75 M_{\max} = 0.75 \times 14.84 = 11.13 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 14.84 = -7.42 \text{ KN.m} \\ V = 16.25 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.1.3. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible

**❖ En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.077$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{14.67 \times 10^{-3}}{0.13(1 - 0.4 \times 0.077)348} \Rightarrow A_s = 3.34 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 1.59 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 d'une section $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 3.93/4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.04 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{9.78 \times 10^{-3}}{0.13(1 - 0.4 \times 0.052)348} \Rightarrow A_s = 2.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 d'une section $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 3.14/4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications ELU**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :****En travée :**

Les armatures principales: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

En appuis :

Les armatures principales: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérifications ELS**• **Vérifications des contraintes de béton**

En travée : $M_T^S = 11.13 \text{ KN.m}$

Tableau III-23: Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.037 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 8.05 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.11 \text{ MPa}$	

En appuis : $M_a^S = 7.42 \text{ KN.m}$

Tableau III-24: Vérification de contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0004 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 4.17 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.12 \text{ MPa}$	

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\text{AN: } \left\{ \begin{array}{l} 1) \dots \dots e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \quad 2) \dots \dots A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \\ e = 15 \text{ cm} \geq \max[(0.0375, 0.037) \times 3.5] = 12.9 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_t^x = 3.93 \leq 6.5 \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier

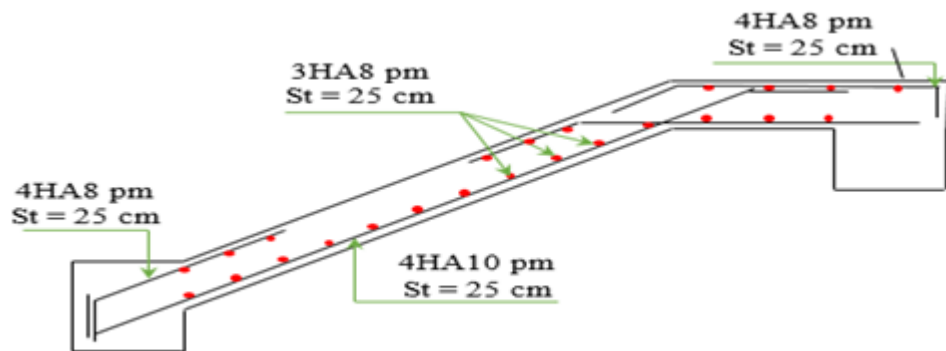


Figure III-18: Schéma de ferrailage de l'escalier courant

III.5.2. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3.2 m, la poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.5.2.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h \leq 29\text{cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 30\text{ cm.} \\ b = 30\text{ cm} \end{cases}$

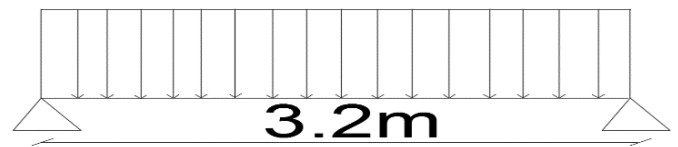


Figure III-19: Schéma statique de la poutre palière

III.5.2.1.1. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \quad [1]$$

⇒ On adopte une section de (30x30) cm²

III.5.2.2. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ KN/ml.}$

✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui ou point A : $\begin{cases} \text{ELU: } 19.28\text{ KN/ml.} \\ \text{ELS: } 13.88\text{ KN/ml.} \end{cases}$

✓ G_m : poids de mur extérieur : $G_m = 2.86 \times (1.36 - 0.35) = 2.89\text{ KN.m}$

Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.25 + 2.89) + 19.28 = 25.20\text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 2.89 + 13.88 = 19.02\text{ KN/ml.} \end{cases}$

➤ Moments isostatiques

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{25.2 \times 3.2^2}{8} = 32.25\text{ KN.m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.02 \times 3.2^2}{8} = 24.35\text{ KN.m}$$

➤ Calcul des sollicitations :

En travée :

$$M_{tu} = 0.75 \times M_u = 0.75 \times 32.25 = 24.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.75 \times M_s = 0.75 \times 24.35 = 18.26 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{au} = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 32.25 = -16.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 24.35 = -12.17 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25.2 \times 3.2}{2} = 40.32 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2.1. Ferrailage à la flexion simple

Tableau III-25: Ferrailage de la poutre palière

	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.077	0.100	0.268	2.76	1.01
Appui	0.051	0.065	0.272	1.81	1.01

➤ Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{40.32}{0.3 \times 0.28} \times 10^{-3} = 0.48 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.2.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 8.75 \times \frac{3.2}{2} = 14.00 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. e : épaisseur de la paroi ⇒ e = b/6 = 5 cm

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.00 \text{ m}$$

➤ Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.00 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.76 + 1.61 = 4.37 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.81 + 1.61 = 3.42 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.00 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.24 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.51^2 + 2.24^2} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ pas risque de rupture par cisaillement.

⇒ Pas de risque de cisaillement

➤ Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

✓ En flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 15 \times (2.29 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.16 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ En torsion : } A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.00 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc} \Rightarrow A_t = 0.93 \text{ cm}^2$$

Tableau III-26: Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion

	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	Travée	Appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	2.76	1.81	3.22	4.37	3.42	3HA14+ 1HA12 =5.75	4HA12 =4.52
Armature transversale (cm ²)	0.45		0.483	0.933		4φ ₈ = 2.01 cm ² S _t = 15 cm	

➤ Vérifications à ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

Tableau III-27: Vérification de la compression dans la poutre palière

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	18.72	5.75	0.091	38345.07	4.44	15	Vérifiée

En appui	12.48	4.52	0.090	31765.8	3.53	15	Vérifiée
-----------------	-------	------	-------	---------	------	----	----------

✓ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \\ l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.35 \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{18.72}{10 \times 13.88} \right) \times 3.2 \right] = 0.24 \text{ cm} \\ A_t = 5.75 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 30 \times 33}{400} = 8.82 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage**

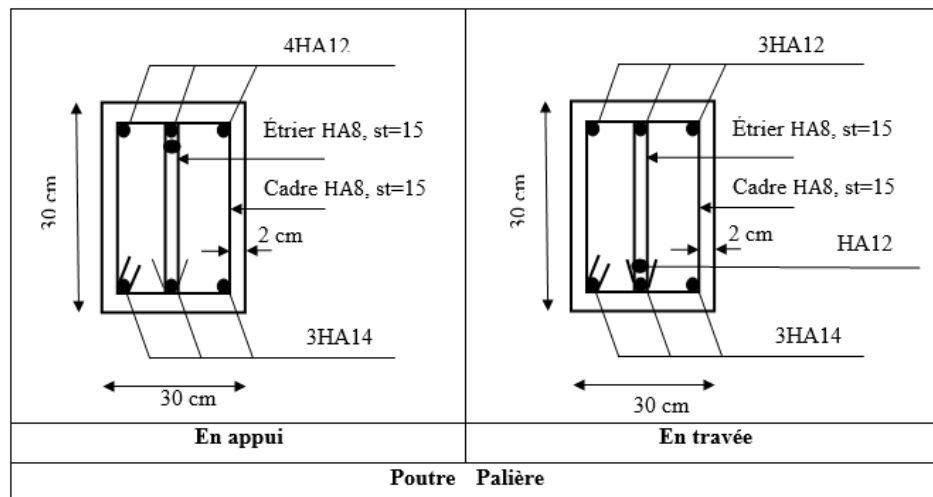


Figure III-20: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe (4)

- **Nombre de passagers :** Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule : $n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 160\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 140\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3 \text{ KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00 \text{ m/s}$: La vitesse.

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$\text{On a: } L_x = 40 \text{ cm}, L_y = 160 \text{ cm} \Rightarrow S = 1.4 \times 1.6 = 2.24 \text{ m}^2$$

Soit alors son épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.24} = 45.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = G + G' = 5 + 45.53 = 50.53 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.6.2. Cas de charge répartie

❖ A l'ELU :

➤ Calcul les sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 50.53 + 1.5 \times 1 = 69.71 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe (1)}$$

• Calcul les sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0486 \times 69.71 \times 1.4^2 = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.7244 \times 6.64 = 4.81 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul les moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.75 \times 6.64 = 4.98 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.75 \times 4.81 = 3.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 6.64 = -3.32 \text{ KN.m} \\ M_b = -0.5 \times M_y^0 = -0.5 \times 4.81 = -2.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

$$\text{Le diamètre des barres utilisé doit être : } \varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Tableau III-28: Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

	Sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	4.98	0,02	0,025	0,128	1.11
	Selon y	3.6	0,15	0,20	0,119	0.86

En appuis	Selon x	-3.32	0,013	0,016	0,129	0.739
	Selon y	-2.4	0.01	0.012	0.129	0.53

❖ **Vérification à l'ELU :**➤ **Condition de non fragilité :**✓ **En travée :**

On a des HAf_eE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ Avec $h_0 = e = 15\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,87$

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ e = 15\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.87}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 1.11\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_t^y = 0.86\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

$$A_t^y = 0.86\text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.277\text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0.739\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.53\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.2\text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures $\parallel L_x \Rightarrow St = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures $\parallel L_y \Rightarrow St = 20\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho = 0,87 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 30.76\text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 20.76\text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.23\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 50.53 + 1 = 51.53\text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,87 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe (1)}$$

➤ Calcul des moments :

$$M_x^{0S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0556 \times 51,53 \times 1,4^2 = 5,61 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{0S} = \mu_y \times M_x^0 = 0,8074 \times 5,61 = 4,53 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{0S} = 4,76 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{0S} = 3.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -2,80 \text{ KN.m} \\ M_b = -0.5 \times M_y^{0S} = -2.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes

Tableau III-29: Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M _{ser} [kn. m]	A _s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Observation
En travée	x-x	4,21	2,01	0.02514	3.84 × 10 ⁻⁵	2.75	15	Vérifiée
	y-y	3.40	2,01	0.02514	3.84 × 10 ⁻⁵	2.22	15	Vérifiée
En appuis	x-x	2.8	2,01	0.2514	3.84 × 10 ⁻⁵	1.83	15	Vérifiée
	Y-Y	2.26	20.1	0.2514	3.84 × 10 ⁻⁵	1.48	15	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

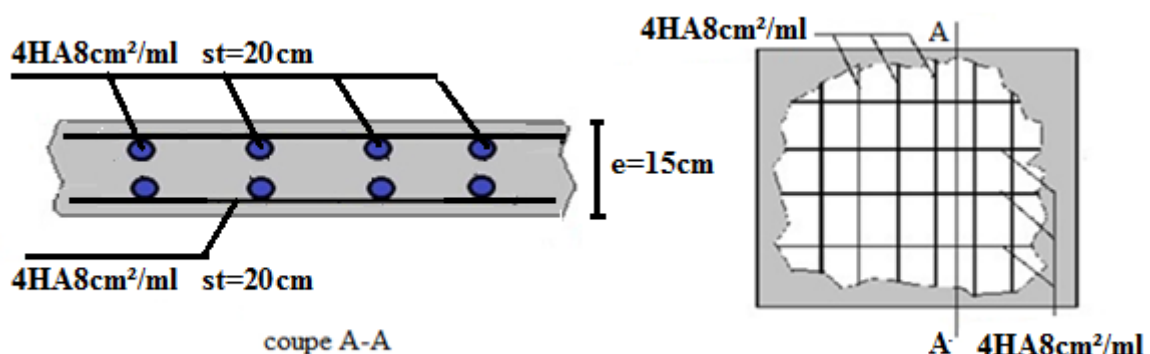


Figure III-21: Ferrailage de la dalle cas charge répartie

III.6.3. Cas d'une charge concentrée :

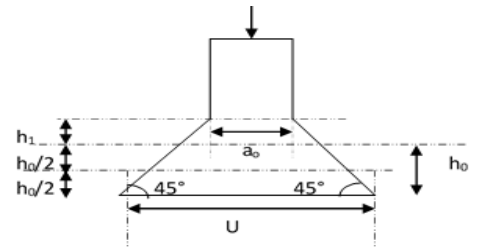
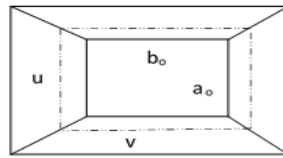
La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.



➤ Calcul du rectangle d'impact :

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$h_1 = 5\text{cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$\checkmark M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,4} = 0,75 \text{ et } \rho = 0,87$$

$$\checkmark M_2 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{1,6} = 0,65 \text{ et } \rho = 0,87$$

En se référant à l'**Annexe (2)**, on trouve : $M_1 = 0,077 \text{ kn.m}$ et $M_2 = 0,062 \text{ kn.m}$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$\text{On a : } G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 139,455 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,077 = 10,73 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,062 = 8,64 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,077 = 10,73 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,062 = 8,64 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ kn}$$

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0486 \times 8,25 \times 1,4^2 = 0,78 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0,72244 \times 0,78 = 0,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 10,73 + 0,78 = 11,51 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 8,64 + 0,56 = 9,2 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 10,73 + 0,78 = 11,51 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 8,64 + 0,56 = 9,2 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ Les moments réels :

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 8,63 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 6,9 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a = -0,5 \times M_x^0 = -5,75 \text{ kn.m} \\ M_b = -0,5 \times M_y^0 = -4,6 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de ferrailage

Tableau III-30: Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	8.63	0.035	0.044	0.127	1.95
	Selon y	6.9	0.028	0.035	0,111	1.78
En appuis	Selon x	-5.75	0.023	0.029	0,128	1.29
	Selon y	-4.6	0.019	0.023	0.128	1.03

❖ Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée :

On a des HAfeE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 15\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,87$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,87 \\ e = 15\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.87}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.11\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_t^y = 0.86\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.27\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

$$A_t^y = 0.86\text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.277\text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.739\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,27\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.53\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,2\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

➤ Espacement des armatures :

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33)\text{cm} \Rightarrow St \leq 33\text{ cm}$ on adopte : $St = 25\text{cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45)\text{cm} \Rightarrow St \leq 45\text{ cm}$ on adopte : $St = 25\text{cm}$

➤ Vérification au poinçonnement : $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139,455 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$= 472.5 \text{ KN}$$

$q_u = 139,455 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement.

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

On à: $u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u+v} = \frac{139.455}{3.15} = 44.27 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$M_1 = 0.077 \text{ KN.m}$ Et $M_2 = 0.062 \text{ KN.m}$

$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1s} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_{y1s} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 7.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle :**

$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$

ELS: $\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2s} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0556 \times 6 \times 1,4^2 = 0.65 \text{ KN.m} \\ M_{y2s} = \mu_y \times M_{x2s} = 0.8074 \times 0.65 = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

✓ **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xs} = M_{x1s} + M_{x2s} = 0.65 + 9.23 = 9.88 \text{ KN.m} \\ M_{ys} = M_{y1s} + M_{y2s} = 0.52 + 7.99 = 8.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travée: $\begin{cases} M_{txs} = 0.75 \times M_{xs} = 0.75 \times 9.88 = 7.41 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 0.75 \times M_{ys} = 0.75 \times 8.51 = 6.38 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.4 \times M_x = -0.5 \times 9.88 = -4.94 \text{ KN.m}$

$M_b = -0.5 \times M_{ys} = -0.5 \times 8.51 = -4.25 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III-31: Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	7.41	3.14	0.024	3.84 × 10 ⁻⁵	4.63	15	Vérifiée

	y-y	6.38	2.01	0.024	3.84×10^{-5}	3.98	15	Vérifiée
En appuis	x-x	-4.94	2.01	0.024	3.84×10^{-5}	3.08	15	Vérifiée
	y-y	-4.25	2.01	0.024	3.84×10^{-5}	2.65	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{1,4} = 0,10 > \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{1,6} = 0,093 > \frac{3}{80} = 0,0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{1,4} = 0,10 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{1,6} = 0,093 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,0374 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 1,54 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire [3]

➤ **Schéma de ferrailage :**

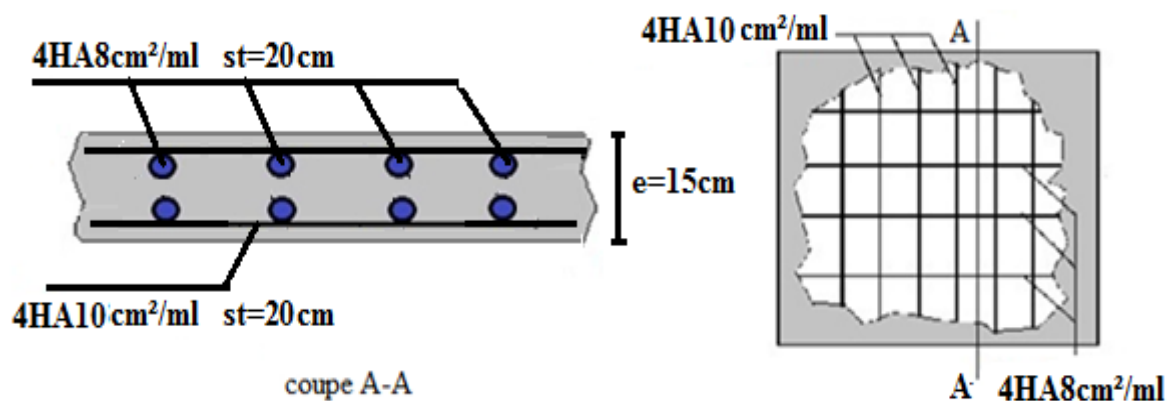


Figure III-22: Schéma de ferrailage de la dalle en cas de charge concentrée

Chapitre IV

dynamique Etude

IV.1. Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

IV.2. Méthodes de calcul

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

• Méthodes **Principe** :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets 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 de même centre de gravité de même propriétés d'inertie.

• **Conditions d'application** :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloc 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 **III**.

Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2). [1]

• **Calcul de la force sismique totale** :

L'effort sismique total V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 2
- Zone sismique : IIa } $\Rightarrow A = 0.15$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99/2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations x-x	Pénalités x-x	Observations y-y	Pénalités y-y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0	Observé	0
2. Redondance en plan	observé	0	Observé	0
3. Régularité en plan	observé	0	Non observé	0.05
4. Régularité en élévation	Non observé	0,05	Observé	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0	Observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0	Observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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) du RPA99/2003. **Q = 1.05**

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ 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 99/2003.

$$W = 18561.304 \text{ KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient *D* est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (*T*), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

➤ Le sol est considéré comme **meuble (S3)**

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 27.86 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : } T = 0,60 \text{ s.}$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T. [1]

$$\begin{aligned} \begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 10 \text{ m} \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ sec} \\ T_y = 0.79 \text{ sec} \end{cases} \\ T_x &= \min(0.60 \text{ s}, 0.56 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0.56 \text{ s} \\ T_y &= \min(0.60 \text{ s}, 0.79 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0.60 \text{ s} \end{aligned}$$

D'après le RPA99/version 2003 art (4.2.4.4) les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% soit :

$$\begin{aligned} T_{sx} &= 1.3 T_x = 0.72 \text{ s} \\ T_{sy} &= 1.3 T_y = 0.78 \text{ s} \end{aligned}$$

✓ Valeur de T_1 et T_2 :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA99/2003** tableau 4.7)

Sol 982.meuble $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$ et $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ facteur de correction d'amortissement.

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003** tableau 4.2). [1]

$\xi = 10 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.76 \\ D_y = 1.68 \end{cases}$$

Donc :

$$V_{stX} = 1029.03 \text{ KN}$$

$$V_{stY} = 982.26 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse dynamique

➤ Modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

-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.

IV.2.2.1. Modélisation de la structure

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussé à une recherche d'un bon comportement dynamique pour que l'ouvrage résiste aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 14 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles de contreventement.

On a opté à cette disposition :

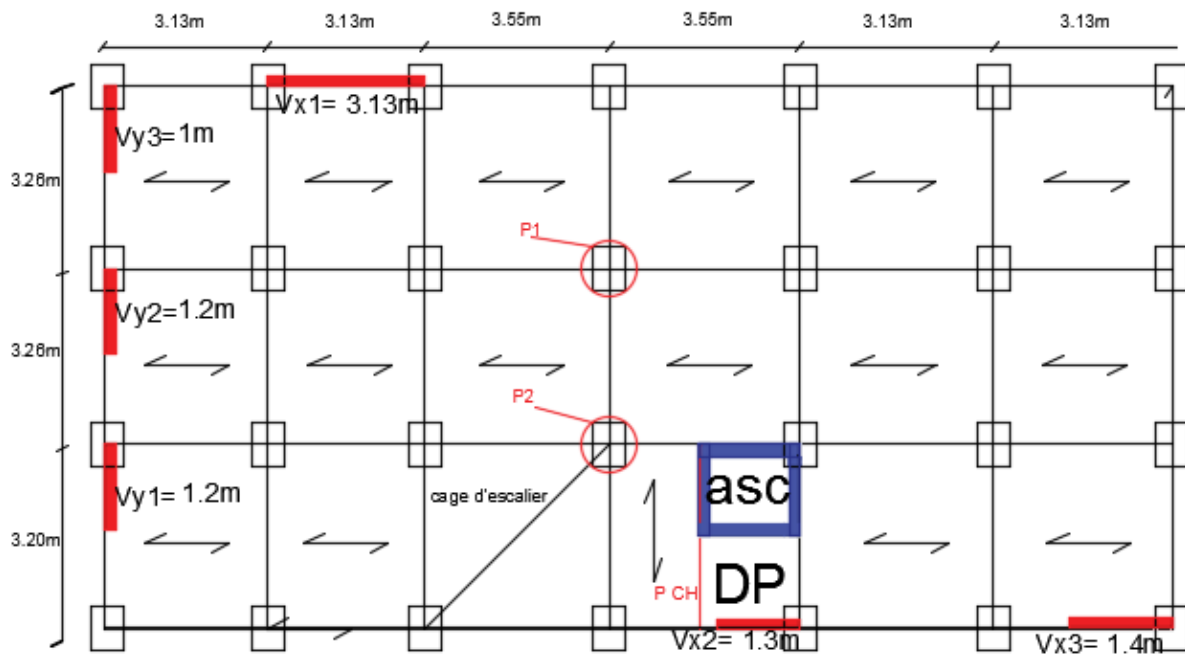


Figure IV-1: Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

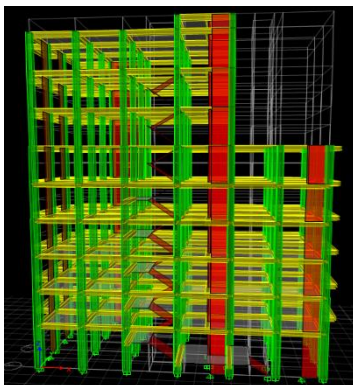


Figure IV-3 : Vue de face

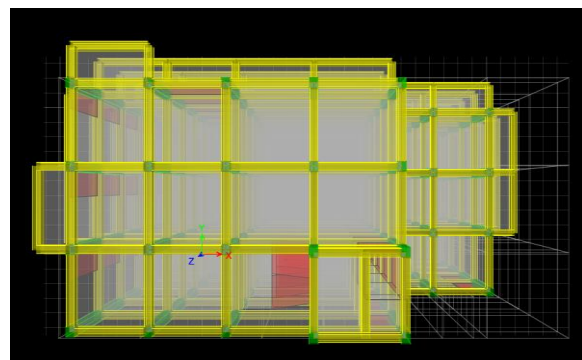


Figure IV-2 : Vue en plan

IV.2.2.2. Analyse du comportement de la structure

✓ **Mode1 :**

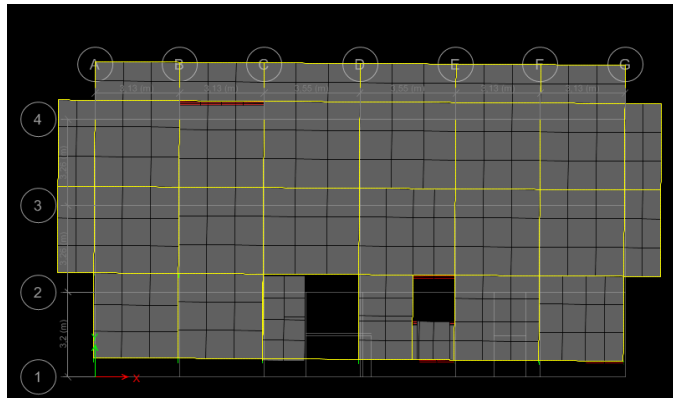


Figure IV-4: Premier mode de déformation (translation suivant Y) (T=0,68sec)

✓ **Mode 2 :**



Figure IV-5: Deuxième mode de déformation (translation suivant X) (T=0,59sec)

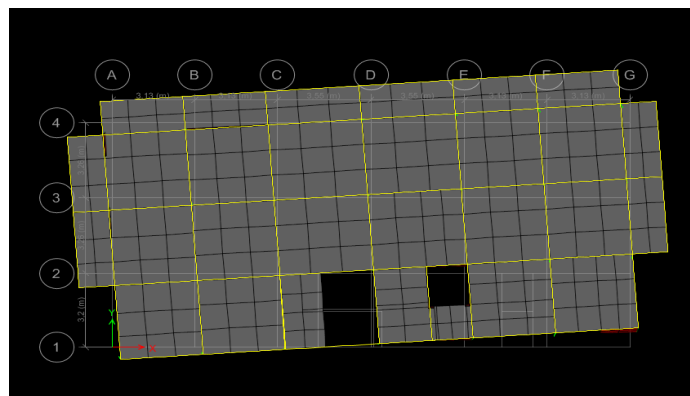


Figure IV-6: Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0,55sec)

✓ **Période de vibration et taux de participation des masses modales :**

Tableau IV-1: Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,681	0,0013	0,7221	0	0,0013	0,7221	0
2	0,596	0,6924	0,0023	0	0,6937	0,7244	0

3	0,552	0,0118	0,0096	0	0,7055	0,734	0
4	0,223	0,0009	0,1373	0	0,7065	0,8713	0
5	0,203	0,089	0,0048	0	0,7954	0,8761	0
6	0,18	0,0687	0,0013	0	0,8641	0,8774	0
7	0,115	0,0016	0,0523	0	0,8658	0,9297	0
8	0,107	0,0208	0,0058	0	0,8865	0,9355	0
9	0,089	0,0477	0,0002	0	0,9343	0,9357	0
10	0,069	0,00000	0,0295	0	0,9343	0,9652	0

Remarque :

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 9^{ème} mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

IV.2.2.3. Analyse spectrale

Spectre de réponse : La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

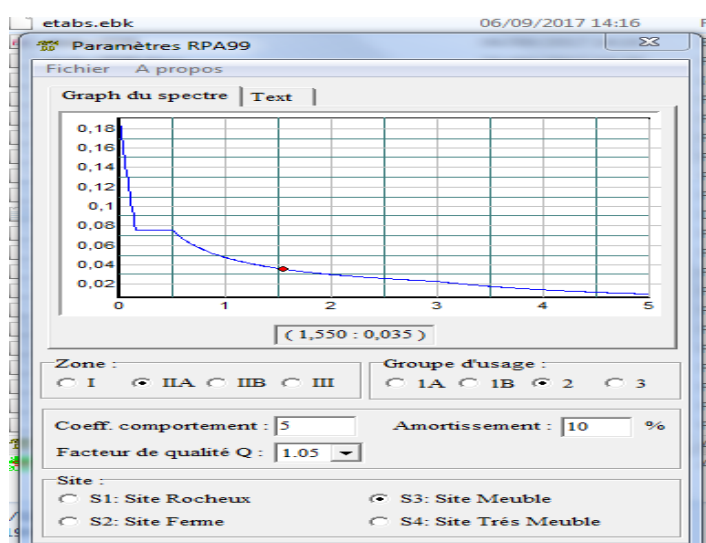


Figure IV-7: Réponse spectrale de la structure

IV.3. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.3.1. Sous charges verticales

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV-2: Interaction sous charges verticales

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
LA BASE	17100.3875	4259.4476	80.05	19.94

Commentaire : L'interaction verticale est vérifiée

IV.3.2. Sous charges horizontales

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Interactions sous charge horizontales

Niveau	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
RDC	322.0358	580.0835	35.82	64.17	415.9874	440.519	48.56	51.43
1	405.2703	467.3081	46.44	53.55	412.8072	345.8136	54.41	45.58
2	387.597	428.4472	47.49	52.50	378.0128	327.0682	53.61	46.38
3	427.3321	317.384	57.48	42.61	391.535	257.082	60.37	39.62
4	344.2254	304.9507	53.02	46.97	314.3728	258.8676	54.84	45.15
5	366.6734	168.3338	68.53	31.46	327.988	160.9593	67.08	32.91
6	194.6454	190.5303	50.36	49.64	163.957	194.2792	45.76	54.23
7	167.7199	111.8827	59.98	40.01	140.694	128.784	52.20	47.79
8	155.5672	58.3164	72.73	27.26	119.8274	66.5546	64.29	35.70

Commentaire : L'interaction horizontale est vérifiée dans tous les étages

IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.[1]

Tableau IV-4: Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}(\text{KN})$	$V_{st}(\text{KN})$	$0.8 \times V_{st}(\text{KN})$	Observation
Sens x-x	921.52	1029.03	823.22	Vérifiée
Sens y-y	884.32	982.26	785.81	Vérifiée

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \text{ (Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}[1]$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25MPa

Tableau IV-5 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Niveaux	B (cm ²)	N (KN)	V	Observation
RDC et 1	2750	1366.194	0.198	Vérifiée
2 et 3	2250	1013.431	0.180	Vérifiée
4 et 5	1800	690.007	0.153	Vérifiée
6, 7, 8	1400	416.667	0.119	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux de notre structure

IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ Formule (4-19).}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.[1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-6: Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X - X						Observation
	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta_k(\text{m})$	$h_k(\text{m})$	$\Delta_k/h_k(\%)$	
RDC	0.000189	0.00094	0	0.000945	3.74	0.025	Vérifiée
1	0.000347	0.00173	0.000945	0.000785	2.89	0.027	Vérifiée
2	0.000413	0.00215	0.001735	0.000415	2.89	0.014	Vérifiée
3	0.000432	0.00216	0.00215	0.00001	2.89	0.000346	Vérifiée

4	0.000435	0.00217	0.00216	0.000015	2.89	0.00051	Vérifiée
5	0.00041	0.00205	0.00217	0.000175	2.89	0.0060	Vérifiée
6	0.000412	0.00206	0.00205	0.00001	2.89	0.000346	Vérifiée
7	0.000379	0.00189	0.00206	0.000165	2.89	0.005	Vérifiée
8	0.000337	0.00168	0.001895	0.00021	2.89	0.007	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y						
	δk (m)	δk (m)	$\delta k-1$ (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
RDC	0.00024	0.0012	0	0.0012	3.74	0.03	Vérifiée
1	0.000452	0.0026	0.0012	0.0014	2.89	0.04	Vérifiée
2	0.000527	0.00263	0.0026	0.000035	2.89	0.0012	Vérifiée
3	0.000543	0.00271	0.002635	0.000075	2.89	0.0025	Vérifiée
4	0.000533	0.00255	0.002715	0.00005	2.89	0.0017	Vérifiée
5	0.00049	0.00245	0.002665	0.000215	2.89	0.0074	Vérifiée
6	0.000441	0.00220	0.00245	0.00025	2.89	0.0086	Vérifiée
7	0.000413	0.00206	0.0022	0.00014	2.89	0.0048	Vérifiée
8	0.000373	0.00186	0.002065	0.0002	2.89	0.0069	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6).}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta_K > 0.20$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.[1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV-7: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X					
	Δk (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	Θ	Observation
RDC	0.000945	18561.304	920.0222	3.74	0.00509	Vérifiée
1	0.000785	16055.3262	981.722	2.89	0.00489	Vérifiée

2	0.000415	13650.4984	845.184	2.89	0.00231	Vérifiée
3	0.00001	11238.9769	776.0828	2.89	0.0000751	Vérifiée
4	0.000015	8918.4904	681.4218	2.89	0.0000679	Vérifiée
5	0.000175	6577.2213	559.5862	2.89	0.000711	Vérifiée
6	0.00001	4361.777	413.6704	2.89	0.0000364	Vérifiée
7	0.000165	2793.5291	297.8266	2.89	0.000535	Vérifiée
8	0.00021	1315.7777	168.8449	2.89	0.000566	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0.0012	18561.304	882.5576	3.74	0.00674	Vérifiée
1	0.0014	16055.3262	850.715	2.89	0.00914	Vérifiée
2	0.000035	13650.4984	801.4958	2.89	0.000204	Vérifiée
3	0.000075	11238.9769	730.128	2.89	0.000399	Vérifiée
4	0.00005	8918.4904	638.5061	2.89	0.000241	Vérifiée
5	0.000215	6577.2213	526.813	2.89	0.00108	Vérifiée
6	0.00025	4361.777	392.6327	2.89	0.00096	Vérifiée
7	0.00014	2793.5291	282.2745	2.89	0.000479	Vérifiée
8	0.0002	1315.7777	161.9534	2.89	0.00056	Vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés

IV.8. Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel **ETABS.V16**.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis du **RPA 99/version 2003**. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Chapitre V

éléments structuraux

Etude des

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont ferraillés à la flexion composée sous les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E \dots \dots \dots (1)$
- ✓ $0.8 G \pm E \dots \dots \dots (2)$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.1.1.Recommandations du RPA99/2003

V.1.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section des poteaux en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (**IIa**).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).[1]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \quad l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

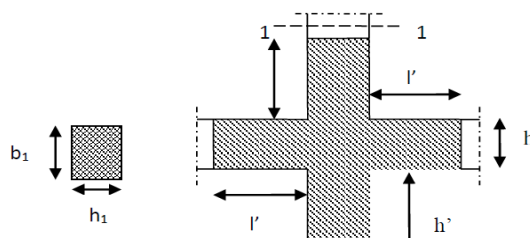


Figure V-1: Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Armateurs minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires

Niveau	section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax(cm ²) Zone courante	Amax(cm ²) zone de recouvrement
RDC	50×55	22	110	165
Étage 1	50×55	22	110	165
Étage 2 et 3	45×50	18	90	135
Étage 4 et 5	40×45	14.4	72	108
Étage 6,7,8	35×40	11.2	56	84

V.1.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

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'élancement 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 fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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 $10\phi_t$ 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.1.2. Les sollicitations dans les poteaux

Calcul de f Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V-2: Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1366.19	1.67	57.54	1217.28	1.27	17.15
Étage 1	1184.51	16.17	43.46	822.51	0.69	9.38
Étage 2 et 3	1013.43	10.68	40.05	53.03	0.38	4.88
Étage 4 et 5	690.00	4.57	31.29	369.66	0.14	1.60
Étage 6 ,7 ,8	416.66	3.70	27.22	88.40	0.15	18.01

V.1.3. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de RDC (50x55), avec les sollicitations suivantes :

$N_{max} = 1366.19 \text{ KN}$ (compression) $\rightarrow M_{cor} = 1.67 \text{ KN.m}$

$d = 52 \text{ m}$; $d' = 0.03 \text{ m}$.

$e_G = M/N = 0.001 \text{ m}$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1366.194 + 1.679 \times (0.52 - 0.55/2) = 335.12 \text{ KN.m}.$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.5 \times 18.5 = 0.81 > [1366.194 \times (0.52 - 0.03) - 335.12] \times 10^{-3} = 0.33$$

$\Rightarrow (I)$ est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{335.12 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.52^2 \times 18.5} = 0.133$$

$$\mu_{bu} = 0.133 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.179$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.482m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{335.12 \times 10^{-3}}{0.482 \times 348} = 17.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 17.38 \times 10^{-4} - \frac{1366.194 \times 10^{-3}}{400} = -1.67 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V-3: Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
RDC	55×50	0	0.844	22	22.24	8HA16+4HA14
Étage 1	55×50	0	0.46	22	22.24	8HA16+4HA14
Étage 2 et 3	50×45	0	2.84	18	18.47	12HA14
Étage 4 et 5	45×40	0	2.85	14.4	15.21	4HA14+8HA12
Étage 6, 7, 8	40×35	0	1.23	11.2	13.57	12HA12

V.1.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (55×50) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = L_f/b = 2.618/0.5 = 5.236 \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% t b_1 = 0.3 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V-4: Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Section s (cm ²)	Φ_l^{min} Cm	V _d (KN)	I_r (cm)	t zone courante (cm)	t zone nodal (cm)	λ_g	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{t adop} (cm ²)	barres
55×50	1.4	65.100	60	20	10	5.23	1.66	1.5	2.01	4HA8

55×50	1.4	40.90	60	20	10	4.04	1.04	2.7	2.01	6HA8
50×45	1.4	40.77	60	20	10	4.49	1.14	1.89	2.01	4HA8
45×40	1.2	35.81	50	15	10	5.05	1.11	1.2	2.01	4HA8
40×35	1.2	29.84	50	15	10	5.78	0.68	1.05	2.01	4HA8

V.1.5. Vérifications nécessaire

V.1.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.[3]

On doit vérifier que :

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

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 1366.19 \text{ KN}$$

$$L_f = 2.61 \text{ cm} ; \lambda = 18.06 < 50 ; \alpha = 0.80$$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.254 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.80 \times \left[\frac{0.254 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.24 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.66 \text{ MN}.$$

$$N_d = 1.366 \text{ MN} < N_u = 5.66 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V-5: Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
RDC	55×50	3.74	2.61	18.06	0.80	22.24	0.254	5.66	1.366	vérifiée
Étage1	55×50	2.89	2.02	13.99	0.82	22.24	0.254	5.78	1.184	vérifiée
Étage 2 et 3	50×45	2.89	2.02	15.55	0.81	18.47	0.206	4.67	1.013	vérifiée
Étage 4 et 5	45×40	2.89	2.02	17.49	0.80	15.21	0.163	3.68	0.690	vérifiée
Étage 6,7,8	40×35	2.89	2.02	19.99	0.76	13.57	0.125	2.72	0.416	vérifiée

V.1.5.2. Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre inferieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-6: Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux

Niveau	RDC	Étage 1	Étage 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6, 7, 8
Section(cm ²)	50×55	50×55	50×45	45×40	40×35
d (cm)	52	52	47	42	37
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
A (cm ²)	22.24	22.24	18.47	15.21	13.57
V (cm)	54.67	54.67	49.67	44.66	39.61
V' (cm)	0.32	0.32	0.32	0.33	0.38

$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.027265	0.027265	0.01840	0.011894	0.007269
$N^{ser} \text{ (KN)}$	989.460	857.828	733.979	502.330	303.576
$M^{ser} \text{ (KN.m)}$	16.738	14.059	11.866	13.079	19.141
$\sigma_{bc1} \text{ (MPa)}$	3.54	3.06	3.16	2.81	2.37
$\sigma_{bc2} \text{ (MPa)}$	3.20	2.78	2.9	2.47	1.88
$\overline{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.1.5.3. Vérifications aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99** version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : [1]

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec:} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

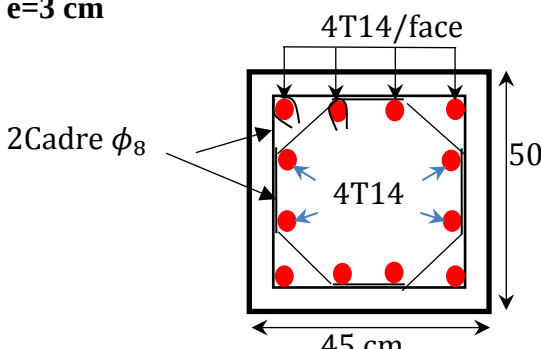
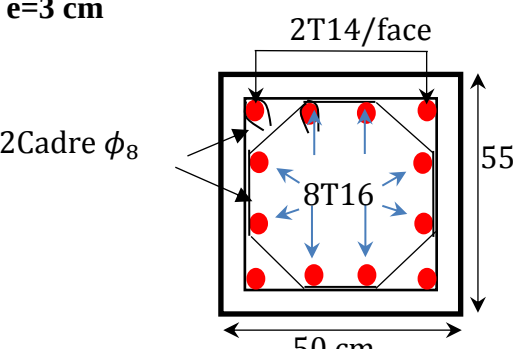
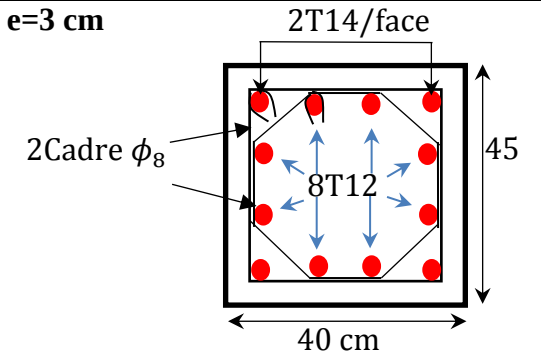
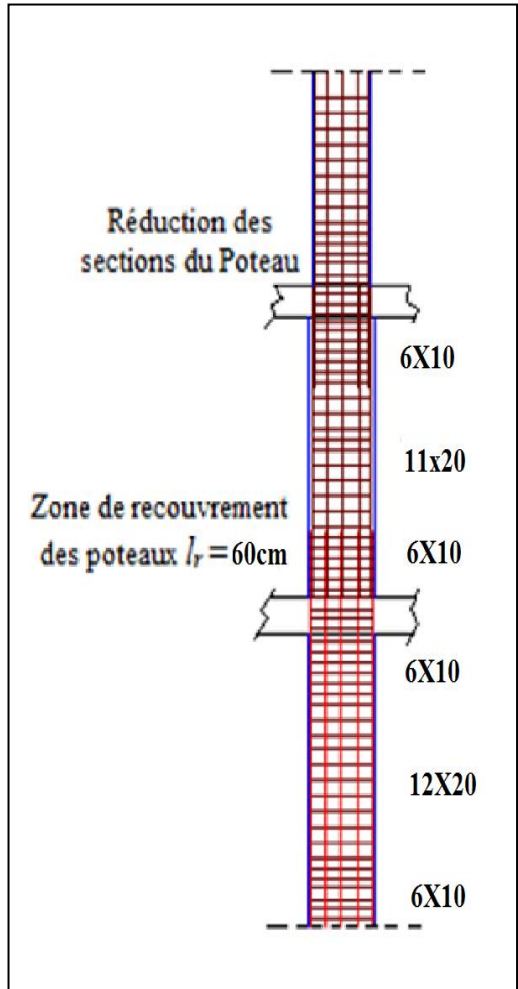
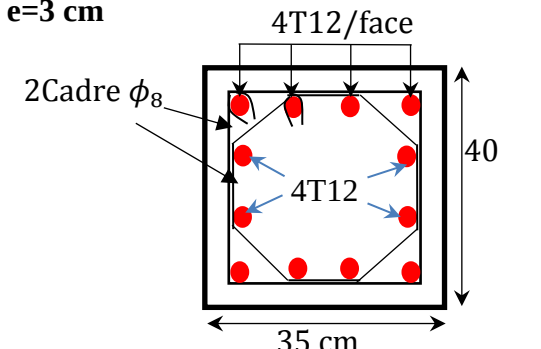
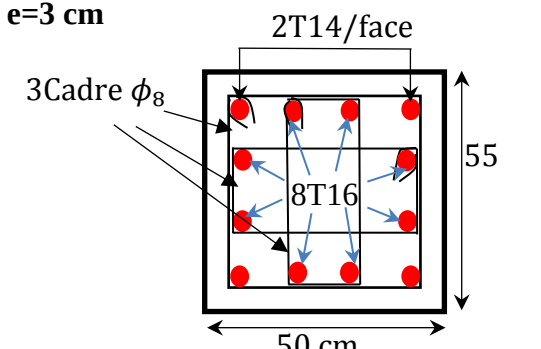
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC	50×55	2.618	5.23	0.075	52	65.1008	0.25	1.875	vérifiée
Étage1	50×55	2.023	4.046	0.04	52	40.90	0.157	1.00	vérifiée
Étage 2et 3	50×45	2.023	4.49	0.04	47	40.77	0.192	1.00	vérifiée
Étage 4et5	45×40	2.023	5.05	0.075	42	35.81	0.213	1.875	vérifiée
Étage 6, 7,8	40×35	2.023	5.78	0.075	37	29.84	0.230	1.875	vérifiée

Schéma de ferrailage

Tableau V-8: Schémas du ferrailage des poteaux

Etage (2,3) e=3 cm 	RDC e=3 cm 
Etages 4 et 5	Disposition constructive des armatures des poteaux
e=3 cm 	
Etages 6, 7,8 e=3 cm 	
étage 1 e=3 cm 	

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1][3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, V16 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

V.2.1. Ferrailage

V.2.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **IIa**.

Avec : $\Phi_{\max}$: le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figurV-3, 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 côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée 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. [1]

V.2.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_l)$ en zone nodale.

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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. [1]

V.2.1.3. Dispositions constructives des portiques : (RPA 99/2003)

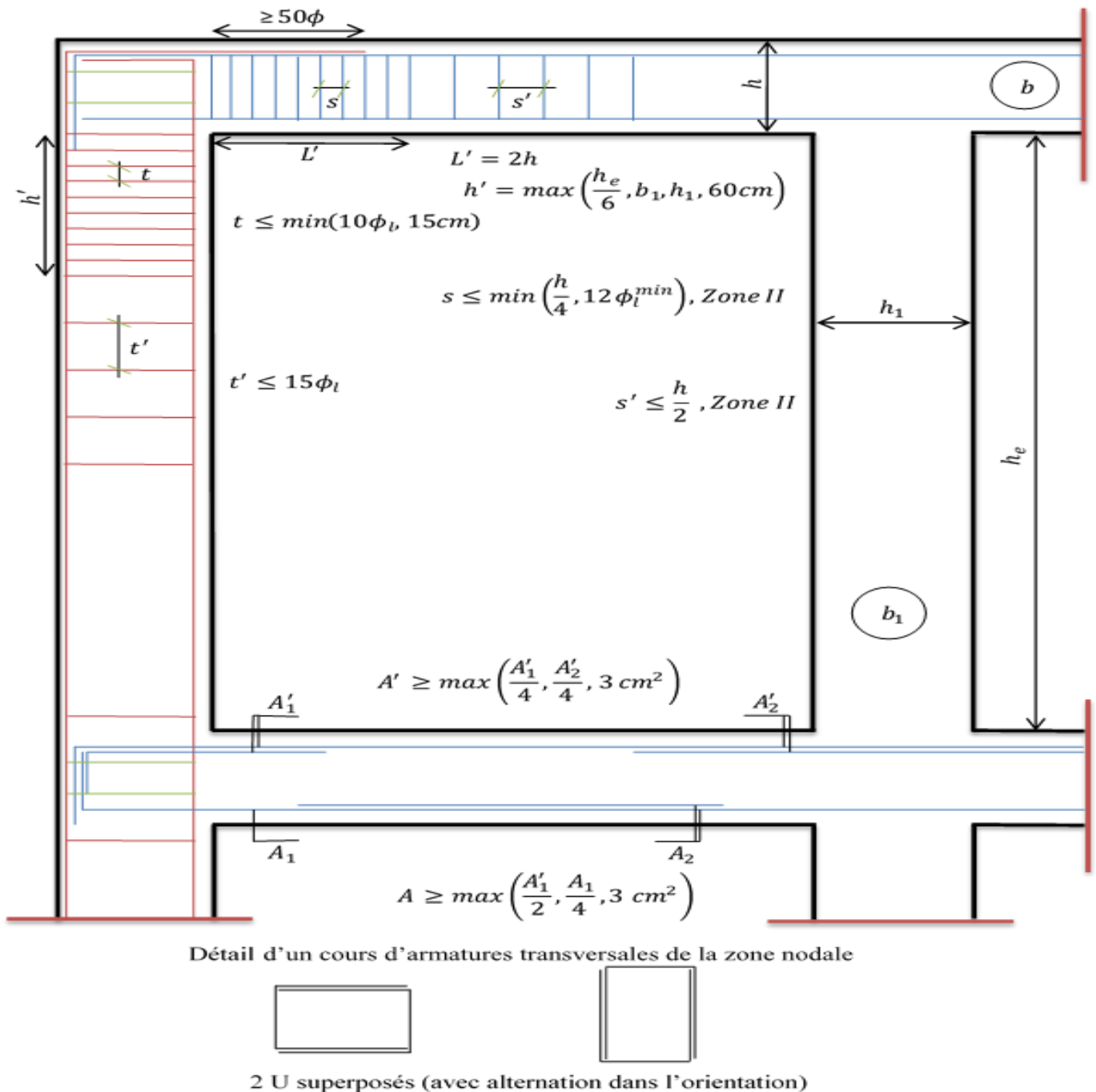


Figure V-2: Dispositions constructive des portiques

V.2.1.4. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2) [3]}$$

V.2.1.5. Calcul du ferrailage

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×35) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 45.756 \text{ KN.m} \\ M_a = 50.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.2.1.5.1. Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.50 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.116$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.154, Z = 0.3m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{50.50 \times 10^{-3}}{0.3 \times 400} = 4.84 \text{ cm}^2$$

V.2.1.5.2. Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45.756 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.104, \alpha = 0.138, Z = 0.302m$$

$$A_{st} = 4.35 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V-9: Ferrillages des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KNm)	Vu	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barres
RDC	PP	30 × 35	Appui	-50.50	69.83 2	4.84	1.16	5.09	2HA14+ 1HA16
			Travée	45.756		4.35		4.62	3HA14
	PS	30 × 35	Appui	-32.208	38.69 7	3.01	1.16	3.39	3HA12
			Travée	16.731		1.53		3.39	3HA12
Étages1	PP	30 × 35	Appui	-60.342	80.14	5.86	1.16	6.03	3HA16
			Travée	45.713		4.35		4.62	3HA14
	PS	30 × 35	Appui	-39.178	46.62	3.69	1.16	4.21	2HA14+ 1HA12
			Travée	13.40		1.22		3.39	3HA12
Etage 2	PP	30 × 35	Appui	-65.044	78.88	6.36	1.16	7.16	2HA16+ 1HA20
			Travée	47.82		4.56		4.62	3HA14
	PS	30 × 35	Appuis	-41.547	48.59	3.39	1.16	3.39	3HA12
			Travée	16.104		1.47		3.39	3HA12

Etage 3	PP	30 × 35	Appui	-63.736	70.86	6.22	1.16	7.16	2HA16+1HA20
			Travée	48.427		4.62		4.62	3HA14
	PS	30 × 35	Appuis	-39.278	45.94	3.70	1.16	4.21	2HA14+1HA12
			Travée	18.274		1.68		3.39	3HA12
Etage 4	PP	30 × 35	Appui	-60.931	66.46	5.92	1.16	6.03	3HA16
			Travée	50.53		4.84		5.15	2HA16+1HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-37.876	42.74	3.56	1.16	4.21	2HA14+1HA12
			Travée	20.686		1.90		3.39	3HA12
Etage 5	PP	30 × 35	Appui	-54.877	60.08	5.29	1.16	6.03	3HA16
			Travée	51.091		4.90		5.15	2HA16+1HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-36.094	30.69	3.39	1.16	3.39	3HA12
			Travée	22.468		2.07		3.39	3HA12
Etage 6	PP	30 × 35	Appui	-48.897	52.52	4.67	1.16	5.15	3HA16
			Travée	53.158		5.11		5.15	2HA16+1HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-36.036	28.00	3.38	1.16	3.39	3HA12
			Travée	24.239		2.24		3.39	3HA12
Etage 7	PP	30 × 35	Appui	-48.05	50.20	4.59	1.16	4.62	3HA14
			Travée	53.108		5.10		5.15	2HA16+1HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-25.643	28.14	2.38	1.16	3.39	3HA12
			Travée	35.928		3.37		3.39	3HA12
Etage 8	PP	30 × 35	Appui	-32.112	40.98	3.00	1.16	3.39	3HA12
			Travée	30.367		2.83		3.39	3HA12
	PS	30 × 35	Appuis	-30.477	22.24	2.84	1.16	3.39	3HA12
			Travée	21.551		1.99		3.39	3HA12

V.2.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99

V.2.1.6.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- ✓ En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- ✓ En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.1.6.2. Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.2.1.7. Les armatures transversales

✓ Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \phi \leq \min\left(1.4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(1.2; 1; 3.0)\text{cm}$$

$\phi_t \leq 1\text{cm} \Rightarrow$ Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ Soit : **1 cadre + 1 étrier de HA8** pour toutes les poutres

✓ Calcul des espacements des armatures transversales :

❖ Calcul des espacements St

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)** :

En zone nodale: $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 08\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08\text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15\text{ cm} \end{cases}$

❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35\text{ cm}^2 < A_t = 2,01\text{ cm}^2$ Vérifiée

V.2.1.8. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)[3]

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

Il faut vérifier que :

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	80.14	0.83	3.33	Vérifiée
Secondaires	78.888	0.82	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-11: Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma(KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	6.03	80.14	60.342	2.3	-3.71	Vérifiée
Secondaires	3.39	78.888	41.547	2.26	-1.87	Vérifiée

V.2.1.9. Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-12: Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-39.29	0.00016	0.0296	7.06	15	vérifiée
	Travées	19.727	0.00054	0.1090	3.92	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-51.57	0.00016	0.0296	9.26	15	vérifiée
	Travées	36.35	0.00054	0.1090	7.23	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [3][2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V-13: Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	3.5 5	6.03	0.09 8	0.084	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	3.1 3	3.39	0.11	0.085	0.003	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.2. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

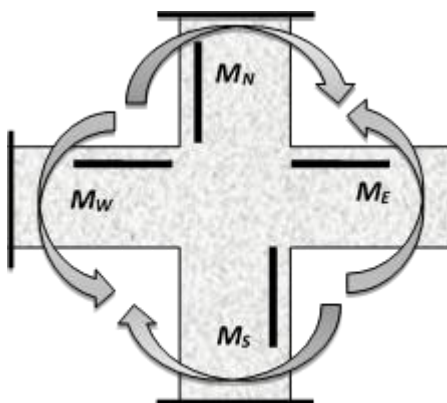


Figure V-3: Les moments résistants dans la zone nodale

V.2.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V-14: Les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC + étage 1	50×55	49.5	22.24	383.106
Étage 2 et 3	45×50	45	18.47	289.24
Étage 4 et 5	40×45	40.5	15.21	214.36
Étage 6, 7,8	35×40	36	13.57	170

V.2.2.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

M_W et **M_E** sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Tableau V-15: Les moments résistant dans les poutres

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	A(cm ²)	MR(KN.M)
RDC	PP (30X35)	31.5	5.09	55.79
	PS (30x35)	31.5	3.39	37.16
Etage 1	PP (30X35)	31.5	6.03	66.10
	PS (30x35)	31.5	4.21	50.64
Etage 2	PP (30X35)	31.5	7.16	78.48
	PS (30x35)	31.5	3.39	46.80
Etage 3	PP (30X35)	31.5	7.16	66.10
	PS (30x35)	31.5	4.21	46.80
Etage 4	PP (30X35)	31.5	6.03	66.10
	PS (30x35)	31.5	4.21	37.16
Etage 5	PP (30X35)	31.5	6.03	56.45
	PS (30x35)	31.5	3.39	37.16
Etage 6	PP (30X35)	31.5	5.15	56.45
	PS (30x35)	31.5	3.39	37.16
Etage 7	PP (30X35)	31.5	4.62	50.64
	PS (30x35)	31.5	3.39	37.16
Etage 8	PP (30X35)	31.5	3.39	37.16
	PS (30x35)	31.5	3.39	37.16

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V-16: Vérifications de la zone nodale (sens principale)

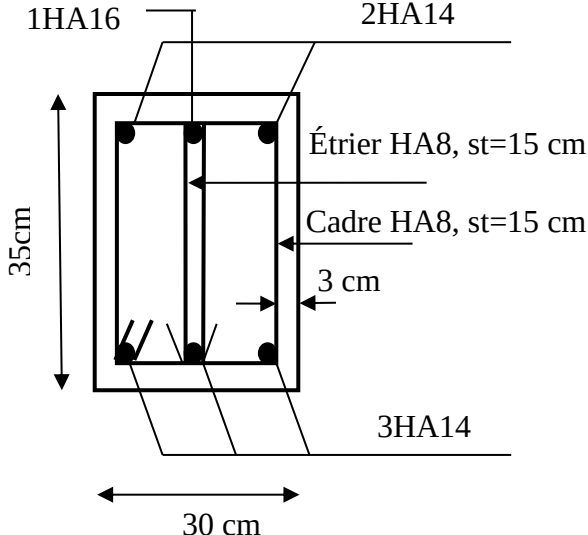
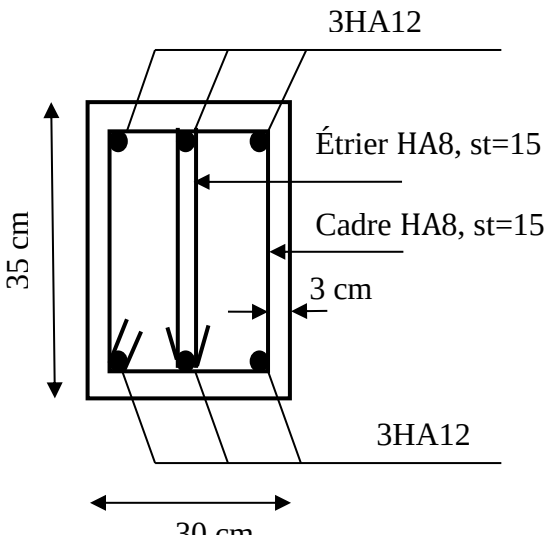
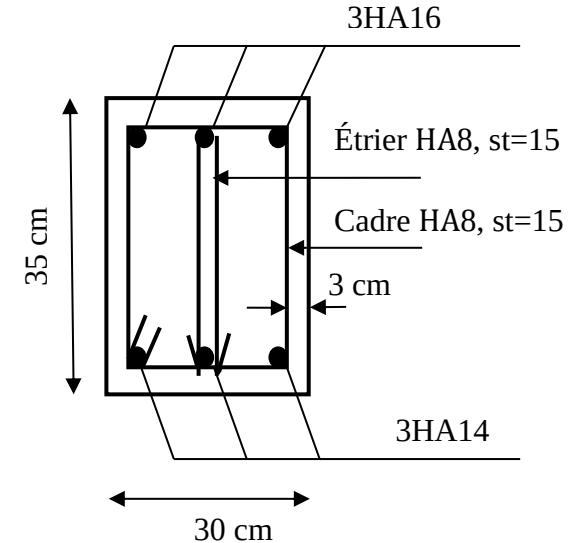
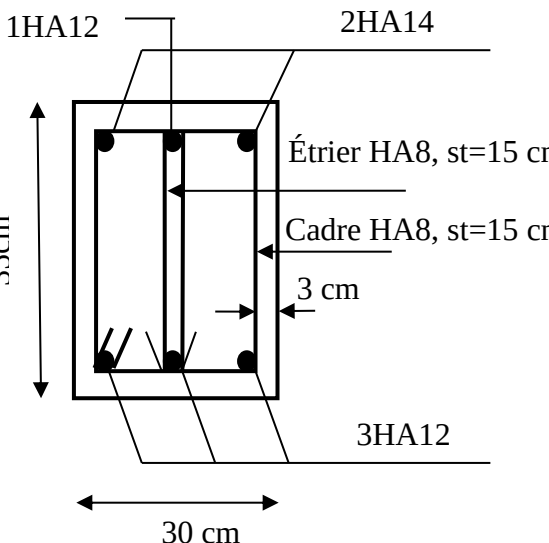
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	383.106	383.106	766.21	55.79	55.79	139.47	Vérifiée
Etage1	289.24	383.106	672.34	66.10	66.10	165.25	Vérifiée
Etage2	289.24	289.24	578.48	78.48	78.48	196.2	Vérifiée
Etage3	214.36	289.24	503.6	78.48	78.48	196.2	Vérifiée
Etage4	214.36	214.36	428.72	66.10	66.10	165.25	Vérifiée
Etage5	170	214.36	384.36	66.10	66.10	165.25	Vérifiée
Etage6	170	170	340	56.45	56.45	141.12	Vérifiée
Etage7	170	170	340	50.64	50.64	126.6	Vérifiée
Etage 8	0	170	170	37.16	37.16	92.9	Vérifiée

Tableau V-17: Vérifications de la zone nodale (sens secondaire)

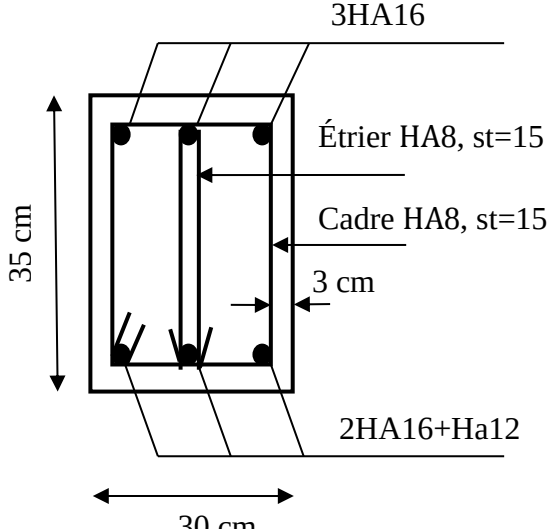
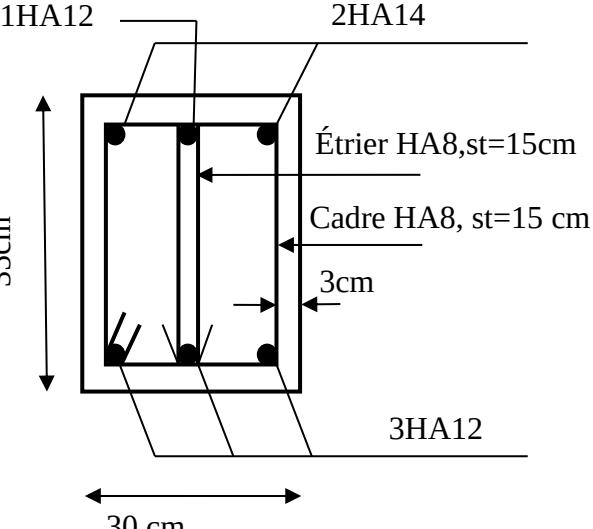
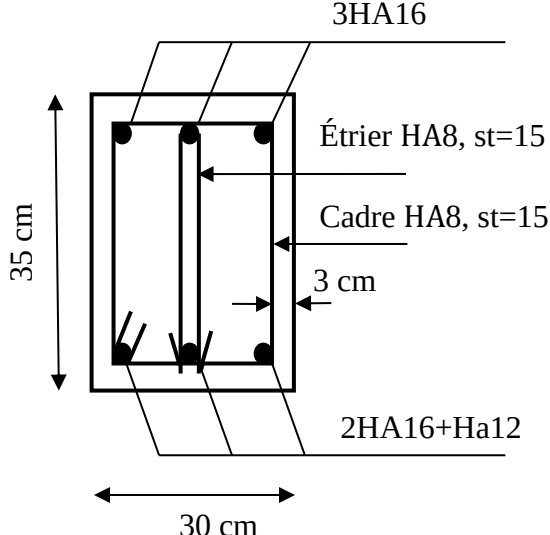
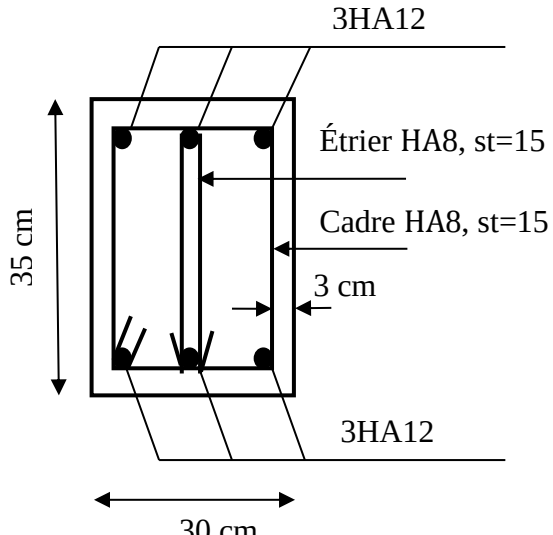
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	383.106	383.106	766.21	37.16	37.16	92.9	Vérifiée
Etage1	289.24	383.106	672.34	50.64	50.64	126.6	Vérifiée
Etage2	289.24	289.24	578.48	37.16	37.16	92.9	Vérifiée
Etage3	214.36	289.24	503.6	46.80	46.80	117	Vérifiée
Etage4	214.36	214.36	428.72	46.80	46.80	117	Vérifiée
Etage5	170	214.36	384.36	37.16	37.16	92.9	Vérifiée
Etage6	170	170	340	37.16	37.16	92.9	Vérifiée
Etage7	170	170	340	37.16	37.16	92.2	Vérifiée
Etage 8	0	170	170	37.16	37.16	92.9	Vérifiée

Schéma de ferrailage des poutres

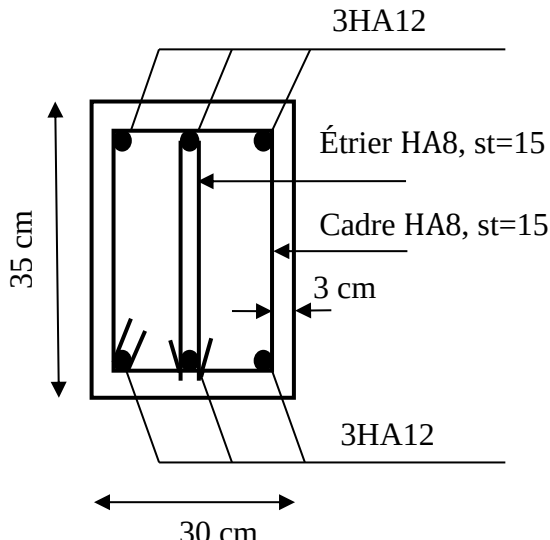
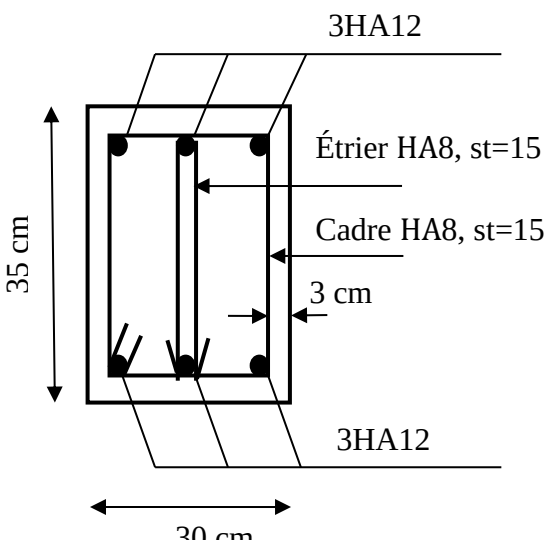
Tableau V-18: Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

 1HA16 2HA14 35 cm Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA14 30 cm	 3HA12 35 cm Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA12 30 cm
Poutres principales	Poutres secondaires
RDC	
 3HA16 35 cm Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA14 30 cm	 1HA12 2HA14 35 cm Étrier HA8, st=15 cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA12 30 cm
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 1	

1HA20 2HA16 35cm Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 30 cm 3HA14	3HA12 35 cm Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 30 cm 3HA12
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 2	
1HA20 2HA16 35cm Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 30 cm 3HA14	1HA12 2HA14 35cm Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 30 cm 3HA12
Poutres principales	Poutres secondaire
Etage 3	

 35 cm 30 cm 3HA16 Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 2HA16+Ha12	 35 cm 30 cm 1HA12 2HA14 Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3 cm 3HA12
Poutres principales	Poutres secondaire
Etage 4	
 35 cm 30 cm 3HA16 Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 2HA16+Ha12	 35 cm 30 cm 3HA12 Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 3HA12
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 5	

1HA12 2HA16 35cm Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 2HA16+HA12 30 cm	3HA12 35 cm Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 3HA12 30 cm
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 6	
1HA12 2HA16 35cm Étrier HA8, st=15cm Cadre HA8, st=15 cm 3cm 3HA14 30 cm	3HA12 35 cm Étrier HA8, st=15 Cadre HA8, st=15 3 cm 3HA12 30 cm
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 7	

	
Poutres principales	Poutres secondaires
Etage 8	

V.3. Etude des voiles

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents : [1]

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles sont ferrailés sous les sollicitations suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

V.3.1.Recommandation du RPA 99/2003

V.3.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.3.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

V.3.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

V.3.1.4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

V.3.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0.10\%$ De la section du voile, dans la zone courante.
 - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. Calcul des sollicitations revenant aux voile

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel ETABS 2016 le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} :

Tableau V-19: Les sollicitations revenant aux voiles Vx1, Vx2, Vx3Vy1, Vy2,Vy3

Niveau	voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{x1}	1085.795	70.909	1051.713	1339.436	834.149	969.610	334.657
1 ^{ère} étage		1449.910	58.179	587.496	1777.134	581.743	56.182	281.012
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		1323.209	60.140	447.872	984.466	470.221	11.79	250.323
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage		1038.260	47.150	201.001	773.993	351.979	4.846	170.668
6,7,8 ^{ème} étage		674.907	47.157	141.677	504.204	95.461	17.827	123.198
RDC	V _{x2}	602.746	169.182	169.182	602.746	15.776	146.323	64.038
1 ^{ère} étage		100.820	62.931	69.321	315.088	100.820	62.931	41.764
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		291.162	7.921	63.811	173.398	114.687	43.591	49.936
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etage		233.300	9.736	46.379	143.672	70.015	27.049	45.959
6,7,8 ^{ème} étage		169.184	5.159	39.435	97.302	7.197	20.505	46.354
RDC	V _{x3}	430.547	210.992	210.992	430.547	4.624	184.537	87.253
1 ^{ère} étage		196.984	7.665	86.629	175.820	75.65	77.536	50.315
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		160.209	0.526	70.995	72.429	37.682	48.081	51.992
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage		75.084	43.623	44.946	20.730	1.739	28.851	43.207
RDC	V _{y1}	771, 219	156,537	184,859	11,125	11,125	184,859	82,632
1 ^{ère} étage		478,241	73,848	87,552	131,737	38,049	84,277	61,775
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		404,567	54,605	76,919	166,380	77,937	72,663	60,501
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage		312,946	13,360	55,105	162,886	89,018	36,523	59,291
6,7,8 ^{ème} étage		208,751	12,795	32,048	129,771	28,713	7,440	39,479
RDC	V _{y2}	795,987	156,531	183,303	182,357	19,051	177,442	82,878
1 ^{ère} étage		532,179	10,983	91.273	280.982	150.791	87.544	65.662
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		492.100	21.619	88.162	299.565	175.208	65.043	70.153

4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etagé		385.920	21.705	69.488	257.308	134.950	48.155	64.800
6,7,8 ^{ème} étage		247.251	22.666	47.265	164.045	21.910	15.762	52.887
RDC		583.242	8.619	106.746	282.387	136.730	103.977	55.153
1 ^{ère} étage	V _{y3}	449.506	4.813	47.723	308.795	195.702	46.018	41.848
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage		417.019	15.690	52.111	278.045	141.384	35.418	50.265
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage		329.653	15.95	40.256	208.231	94.705	25.527	46.329
6,7,8 ^{ème} étage		209.350	15.948	26.558	122.705	10.44	7.551	36.896

V.3.3. Ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile V_{x1} , sous les sollicitations N_{max} et M_{cor} , les autres cas seront résumés dans des tableaux

➤ **Armatures verticales :**

$L = 3.13m, d = 3.1m, e = 0.20 m.$

$N_{max} = 1087.795KN, M_{cor} = 70.909KN.m$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.065m < \frac{l}{2} = \frac{3.13}{2} = 1.56m \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 70.909 + 1087.795 \times (3.1 - 3.13/2) = 1746.42KN.m.$$

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1746.42 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.1^2 \times 18.5} = 0.049$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.062$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.02m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1746.42 \times 10^{-3}}{3.02 \times 400} = 14.45cm^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 14.45 \times 10^{-4} - \frac{1087.795 \times 10^{-3}}{400} = -1.27 \times 10^{-3}m^2.$$

On ferraille avec la section minimale prescrite par le RPA

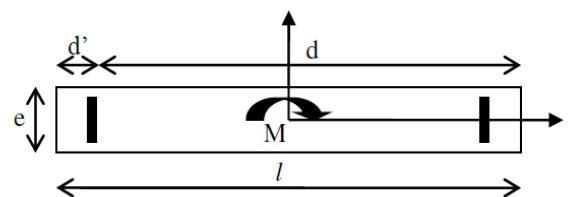


Figure V-4: Schéma d'un voile plein

➤ **Armatures horizontales :**

$$V=334.657 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 334.657 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.1} = 0.757 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{h_{\min}} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications :**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 1.37 = 5.48 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 313 = 9.39 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

➤ **Choix des armatures**

✓ Armatures verticales :

On opte pour chaque face : 14HA16 = 28.15 cm² avec St = 15 cm.

✓ Armatures horizontales :

On opte 2HA10 = 1.57 cm² avec St = 20 cm

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile

V_{x1} dans les autres niveaux :

A_v^{cal} : Section d'armature verticale totale du voile.

$A_{v_{\min}}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} : Section d'armature verticale adaptée dans le voile complet.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

$A_H^{\min}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

Tableau V-20: Ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 , 7 , 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×3.13	0.15 ×3.13	0.15×3.13	0.15×3.13	0.15×3.13
M(KN)	70.909	58.179	447.872	201.001	141.677
N(KN)	1087.795	1449.10	984.466	773.993	504.204
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V (KN)	334.657	281.012	250.323	170.668	123.198

$\tau(\text{MPa})$	0.757	0.846	0.754	0.513	0.370
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
L^{tendu}	1.37	1.44	0.2	0.79	0.72
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	0	0	0	0	0
$A_v^{min} \text{ RPA } (\text{cm}^2)$	9.39	7.04	7.04	7.04	7.04
$A_{Z.T}^{min}$	5.48	4.33	1.8	2.36	2.17
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	31.42	31.42	31.42	31.42	31.42
$N^{bre} / \text{par face}$	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
S_t (cm)	Zone courante	15	15	15	15
	Zone d'extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.94	0.79	0.71	0.48	0.35
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20	20

Tableau V-21: Ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 , 7 , 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3
M(KN)	146.323	62.931	7.921	9.736	20.505
N(KN)	15.776	100.820	291.162	233.300	7.197
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V (KN)	64.038	41.764	49.936	45.959	46.354
$\tau(\text{MPa})$	0.354	0.306	0.366	0.337	0.340
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
L^{tendu}	0.63	0.42	0.57	0.52	0.6
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	2.72	0	0	0	0.31
$A_v^{min} \text{ RPA } (\text{cm}^2)$	3.9	2.93	2.93	2.93	2.93
$A_{Z.T}^{min}$	2.54	1.27	1.71	1.57	1.8
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71
$N^{bre} / \text{par face}$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
	Zone courante	10	10	10	10

S_t (cm)	Zone d'extrémité	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)		0.44	0.29	0.34	0.32	0.32
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V-22 : Ferrailage du voile Vx3

Niveau		RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage
Section (m²)		0.2×1.4	0.15×1.4	0.15×1.4	0.15×1.4
M(KN)		184.537	77.536	48.081	44.946
N(KN)		4.624	75.65	37.682	20.730
Section		PC	PC	PC	PC
V (KN)		87.253	50.315	51.992	43.207
τ(MPa)		0.444	0.342	0.354	0.294
̄τ=0.2f _{c28} (MPa)		5	5	5	5
L ^{tendu}		0.7	0.54	0.57	0.62
A _v ^{cal} (cm2)		3.36	0.48	0.41	0.56
A _v ^{min} RPA (cm²)		4.2	3.15	3.15	3.15
A _{Z.T} ^{min}		2.8	1.62	1.72	1.87
A _v ^{adop} (cm²)		15.71	15.71	15.71	15.71
N ^{bre} /par face		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)	Zone courante	10	10	10	10
	Zone d'extrémité	5	5	5	5
A _h ^{cal} (cm²)		0.56	0.32	0.33	0.28
A _h ^{min} (cm²)		0.6	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adop} (cm²)		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)		20	20	20	20

Tableau V-23: Ferrailage du voile Vy1

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 , 7 , 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2

M(KN)	184.859	84.277	72.663	36.523	12.795
N(KN)	11.125	38.049	77.937	89.018	-208.751
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V (KN)	82.632	61.775	60.501	59.291	39.479
τ(MPa)	0.494	0.492	0.482	0.472	0.314
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5	5
L^{tendu}	0.59	0.55	0.47	0.31	0.42
A_v^{cal} (cm²)	3.89	1.35	0.59	0	2.92
A_v^{min} RPA (cm²)	3.6	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_{Z.T}^{min}$	2.37	1.64	1.41	0.92	1.25
A_v^{adop} (cm²)	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14
N^{bre}/par face	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	Zone courante	10	10	10	10
	Zone d'extrémité	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm²)	0.62	0.46	0.45	0.44	0.3
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm²)	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V-24: Ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 , 7 , 8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2	0.15×1.2
M(KN)	177.442	87.544	65.043	21.705	15.762
N(KN)	19.051	150.791	175.208	385.920	21.762
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V (KN)	82.878	65.662	70.153	64.800	52.887
τ(MPa)	0.495	0.523	0.559	0.516	0.421
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5	5
L^{tendu}	0.59	0.39	0.28	0.43	0.43
A_v^{cal} (cm²)	3.63	0.03	0	0	0.06
A_v^{min} RPA (cm²)	3.6	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_{Z.T}^{min}$	2.35	1.18	0.83	1.3	1.3

$A_v^{adop} (cm^2)$	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14
$N^{bre}/\text{par face}$	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	Zone courante	10	10	10	10
	Zone d'extrémité	5	5	5	5
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.62	0.49	0.52	0.48	0.4
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V-25: Ferrailage du voile Vy3

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6, 7, 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	103.977	46.018	35.418	25.527	7.551
N(KN)	136.730	195.702	141.384	94.705	10.44
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V (KN)	55.153	41.848	50.265	46.329	36.896
τ (MPa)	0.398	0.402	0.483	0.445	0.355
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L^{tendu}	0.39	0.15	0.17	0.19	0.38
$A_v^{cal} (cm^2)$	1.03	0	0	0	0.06
$A_v^{min} \text{ RPA } (cm^2)$	3	2.25	2.25	2.25	2.25
$A_{Z.T}^{min}$	1.56	0.44	0.5	0.57	1.15
$A_v^{adop} (cm^2)$	11	11	11	11	11
$N^{bre}/\text{par face}$	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	Zone courante	10	10	10	10
	Zone d'extrémité	5	5	5	5
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.5	0.38	0.45	0.42	0.33
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.3.3.1. Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile Vy1

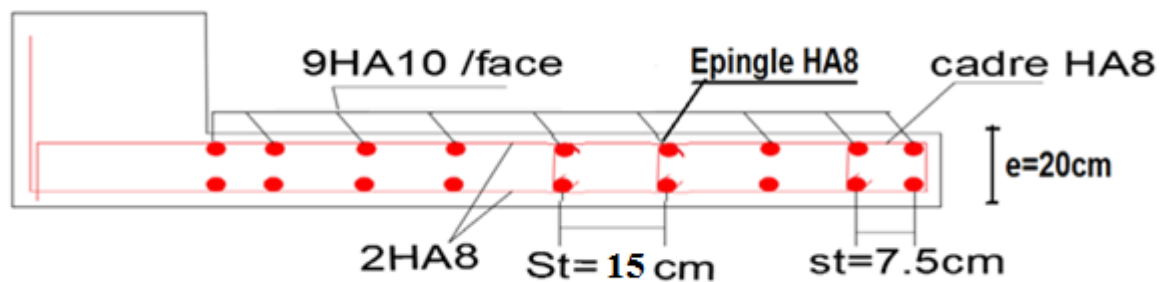


Figure V-5: Ferrailage du voile Vy1

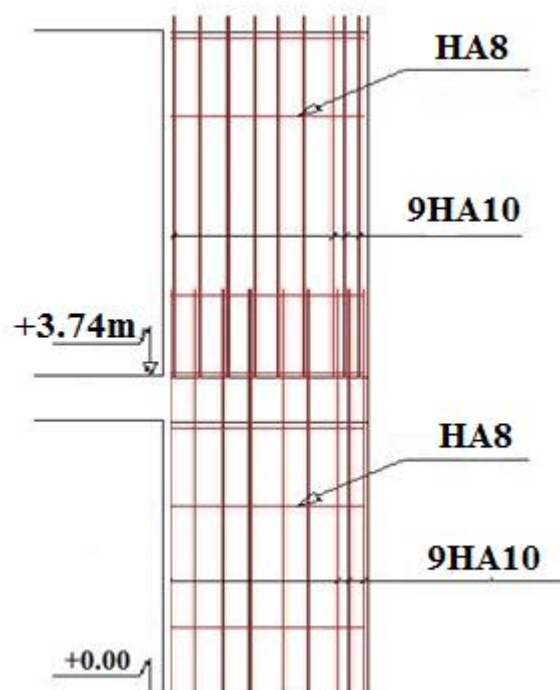


Figure V-6 : Coupe en élévation du voile Vy1

V.3.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (**ETABS V.16**) et le ferrailage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les codes de calcul utilisés. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du **RPA** et le **BAEL**.

Chapitre VI

L'infrastructure Etude de

VI.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- ✓ Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à partir de 4 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.6bars$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$
- ✓ $G + Q$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général. [1]

VI.3. Vérification des semelles isolées :

$$\text{La vérification à faire : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par l'logiciel ETABS V16.

$$N = 989.453KN$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On a choisi deux poteaux de section (50×55) dans la structure où la distance entre eux est de 3.2 m dans le sens (x-x)

$$A \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.55 \times 989.453}{0.50 \times 160}} = 2.60 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 3.13m, Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux.

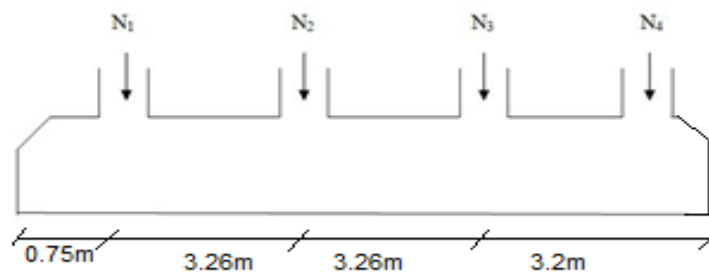


Figure VI-1: Semelle filante D

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i »(ELS).

$$N = \sum N_i = 3514.25KN$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{3514.25}{160 \times 10.75} = 2.04m$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filantes.

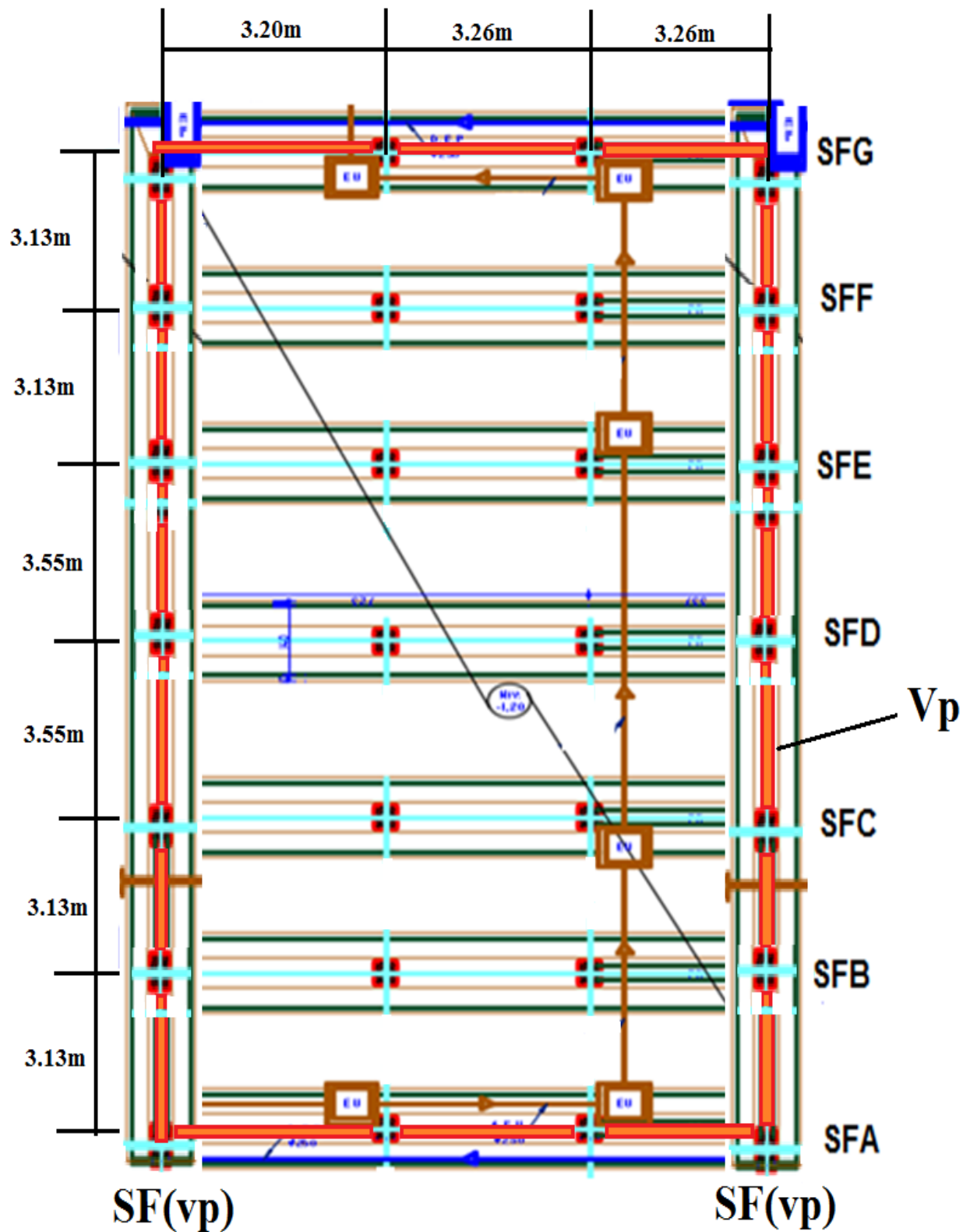


Figure VI-2: disposition des Semelles filantes

Dans le sens XX, les semelles filantes sont liaisonnées à la base par des longrines de 25/30 cm en vue d'assurer un monolithisme vis-à-vis des efforts horizontaux ainsi que de reprendre les moments de flexion dans le sens XX (M_{xx}).

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumées dans le tableau

Tableau VI-1: Dimensionnement des différentes semelles filantes

Semelle	SFA	SFB	SFC	SFD	SFE	SFF	SFG
N(KN)	3545.39	3309.98	3524.2	4217.1	2996	3023.97	2279.46
M(KN.M)	8.96	16.28	21.06	14.84	7.61	5.64	10.22
e (m)	0.002	0.004	0.005	0.003	0.002	0.001	0.004
B(m)	2.1	2	2.1	2.5	1.8	1.8	1.4

VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage

on a un poteau de dimension : $b = 50 \text{ cm}$ donc $b_0 = b + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{9} < h_0 < \frac{L_{\max}}{6} \rightarrow \frac{3.26}{9} = 0.36 < h_0 < \frac{3.26}{6} = 0.54$$

• Hauteur totale de la semelle filante (h_t)

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{2.5-0.5}{4} + 0.05 = 0.55$$

On prend : $h_t = 0.55 \text{ m}$

$$h_0 = \max(h_0, h_t)$$

On prend : $h_0 = 0.55 \text{ m}$

• Hauteur du glacis

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $h_1 = 20 \text{ cm}$

Avec

B : largeur de la semelle filante

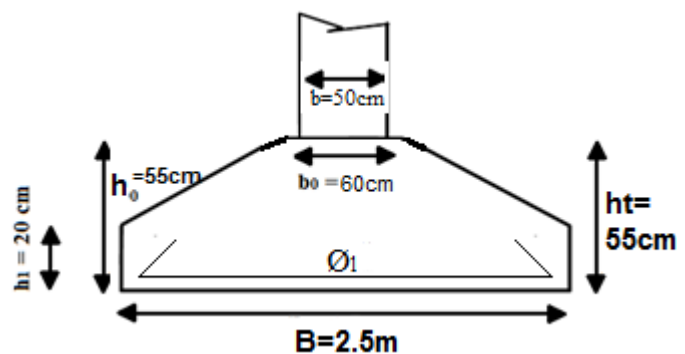


Figure VI-3 : Coupe transversale d'une semelle filante

h_t : hauteur totale de la semelle filante

b_0 : largeur de la poutre de libage

h_0 : hauteur de la poutre de libage

h_1 : hauteur du glacis

VI.4.1.1. Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SFD) à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{1.2 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} \rightarrow q_{ref} = \frac{1.2 \times 4836.51}{2.5 \times (10.75 - 2 \times 0.003)} = 216.07 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 216.07 \times 2.5 = 540.19 \text{ KN/ml (Réaction du sol)}$$

P_u représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

Les autres résultats des efforts sollicitant des semelles filantes sont résumés dans le tableau

Tableau VI-2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU

Semelle	SFA	SFB	SFC	SFD	SFE	SFF	SFG
N (KN)	3497.4	4544.04	4673.53	5803.81	4112.90	3709.5	3135.48
M (KN.m)	12.42	22.51	32.75	20.58	4.54	7.22	14.26
e (m)	0.003	0.004	0.007	0.003	0.001	0.001	0.004
q_{ref} (KN/m ²)	130.23	169.20	174.12	216.07	153.06	138.05	116.75
P_u (KN/ml)	260.46	423	435.3	540.19	382.65	345.12	291.87

VI.4.1.2. Ferrailage transversal de la semelle

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} \text{ avec : } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar, } d = 50 \text{ cm, } b = 50 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{540.19 \times (2.5 - 0.5) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 348} = 7.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 6HA14 = 9.24 cm², e = 20 cm

• Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{9.24}{3} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 5HA10 = 3.93 cm}^2/\text{ml},$$

VI.4.1.3. Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens x-x

Pour les voiles dans le sens x-x dont une partie sort des limites des semelles filantes disposées dans le sens y-y, on dimensionnera des semelles sous voile avec un débord de 0.75m.

Soit le voile $V_{x3} = 1.4 \text{ m}$, avec

$$N = 217.58 \text{ KN ; } M = 2.23 \text{ KN.m ; } e = 0.01 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{1.2N}{(L - 2 \times e) \times \bar{\sigma}_a} \rightarrow \frac{261.09}{(2.15 - 2 \times 0.01) \times 160} = 0.76 \text{ m, on prend } B = 1 \text{ m.}$$

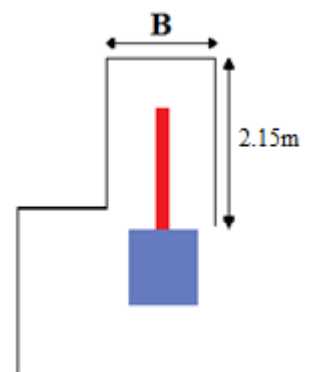


Figure VI-4: Semelle sous voile

• **Ferraillage**

$$q_{\text{ref}} = \frac{281.41}{1 \times (2.15 - 2 \times 0.06)} = 139.86 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 139.86 \text{ KN/ml}$$

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = \frac{0.13986 \times (1-0.2)}{8 \times 0.2 \times 348} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4HA12 = 4.52 cm²/ml ; e = 20 cm

• **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix: 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 20 \text{ cm}$$

VI.4.1.4. Dimensionnement et calcul des semelles sous voile périphérique

La charge de voile sur la semelle :

$$P_v = h \times e \times \gamma_b \times 1 = 4 \times 0.2 \times 25 \times 1 = 20 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } X = \frac{(B-e)}{2} = \frac{B}{2} - \frac{e}{2}$$

e=20cm

La charge de Remblai sur la semelle :

$$N_R = h \times x \times \gamma_s \times 1 =$$

$$18 \times 4 \times \left(\frac{B}{2} - 0.1 \right) = 72 \times \left(\frac{B}{2} - 0.1 \right)$$

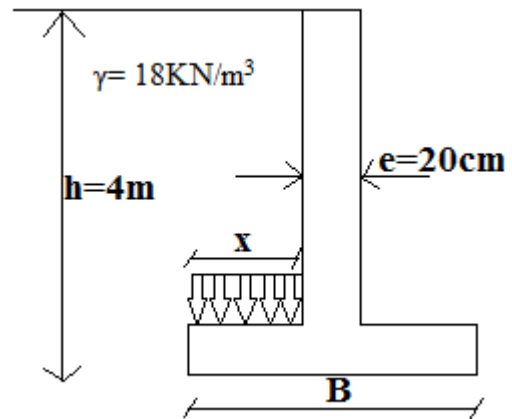


Figure VI-5: Semelle sous voile périphérique

$$M_G = N_R \times \left(\frac{x}{2} + 0.1 \right) = N_R \times \left(\frac{B}{4} - 0.05 + 0.1 \right) = N_R \times \left(\frac{B}{4} \right)$$

$$M_G = 72 \times \left(\frac{B}{2} - 0.1 \right) \times \left(\frac{B}{4} \right)$$

A partir du modèle de Meyerhof, le critère de résistance :

$$q_{\text{ref}} = \frac{N_R}{(B-2e) \times 1} \leq \bar{\sigma}_s = \text{avec } e = \frac{M_G}{N_R} = \frac{x}{2} + 0.1 = \frac{B}{4} - 0.05 + 0.1 \approx \frac{B}{4} \rightarrow e \approx \frac{B}{4}$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{72 \left(\frac{B}{2} - 0.1 \right)}{B \left(1 - \frac{1}{2} \right) \times 1} \leq \bar{\sigma}_s \quad \leftrightarrow \quad \frac{36B - 7.5}{B \times 0.5} \leq \bar{\sigma}_s \quad \leftrightarrow \quad B \geq -0.17$$

Soit B=1m

$$h_t \geq \frac{B-e}{4} + 0.05 = \frac{1-0.2}{4} + 0.05 = 0.25 \text{ m}$$

On prend : h_t = 0.25 m

• Ferrailage

on a : $d = 0.9h_t = 0.9 \times 0.25 = 0.225\text{m}$

$$A_u \geq \frac{N_R \times (B - e)}{8 \times d \times \sigma_a} = \frac{28.8 \times 10^{-3} \times (1 - 0.2)}{8 \times 0.225 \times 348} = 0.36\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

• Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04\text{ cm}^2$$

Choix : 3HA8 = 1.51 cm²/ml

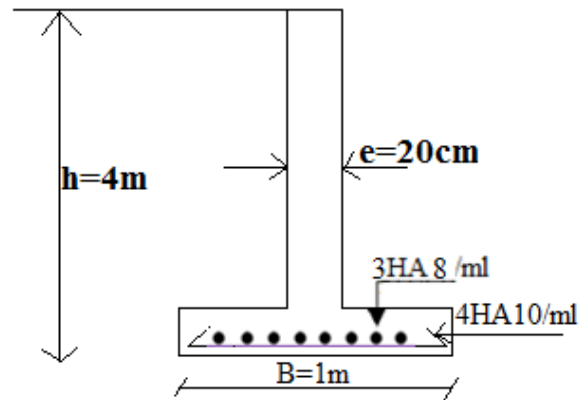


Figure VI-6 : schéma de ferrailage de la semelle sous voile périphérique

VI.4.1.5. Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6, B = 2.5\text{ m},$$

pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.034}{4 \times 10^4 \times 2.5}} = 2.56\text{ m}$$

$$L_{\max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 3.26 < \frac{3.14 \times 2.56}{2} + 2.5 = 5.36\text{ m}$$

La semelle est donc rigide.

VI.4.1.6. Calcul des sollicitations des poutres de libage

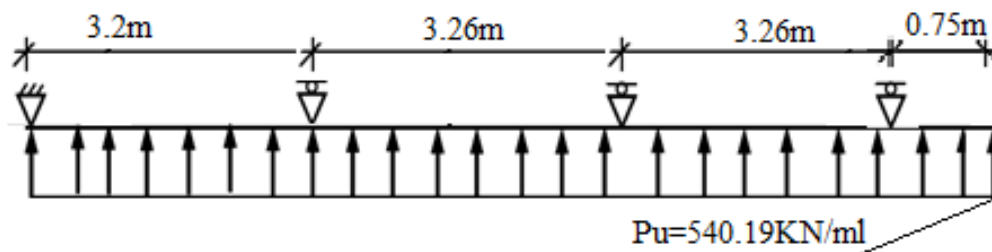


Figure VI-7 : Schéma statique de la poutre de libage

Les diagrammes des moments et efforts tranchant à l'ELU dans la poutre de libage sont représentés ci-dessous

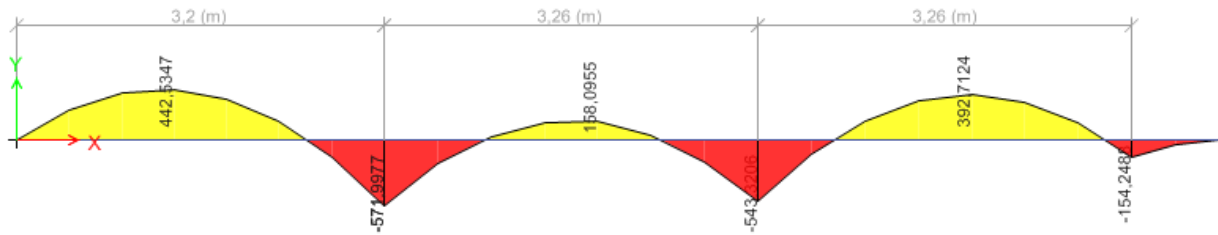


Figure VI-8: Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU

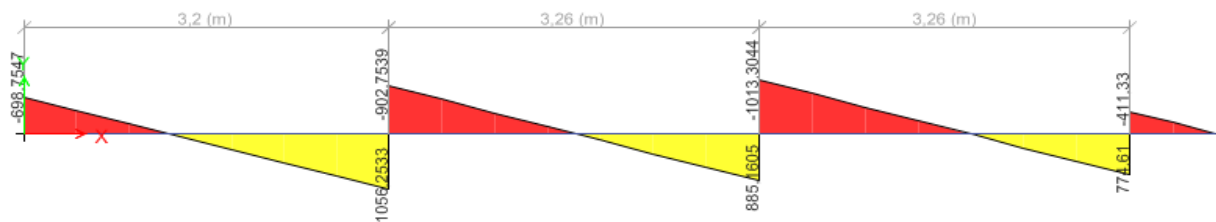


Figure VI-9: Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU

Les résultats des moments maximaux et effort tranchant maximal sont :

$$M_a = 571.99 \text{ KN.m}; M_t = 442.53 \text{ KN.m}; V_u = 1056.25 \text{ KN}$$

VI.4.1.7. Calcul du ferrailage

A) Ferrailage de la partie inferieure

On a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $F_e = 400 \text{ Mpa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa (ELU)}$, $\sigma_a = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d \times \sigma_a} = \frac{571.99 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.5^2 \times 14.2} = 0.268 \rightarrow \text{pivot } b$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.399, z = 0.420 \text{ m}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{571.99 \times 10^{-3}}{0.420 \times 348} = 39.13 \text{ cm}^2$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $F_e = 400 \text{ Mpa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa (ELU)}$, $\sigma_a = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_a} = \frac{442.53 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.5^2 \times 14.2} = 0.207 \rightarrow \text{pivot } B$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.294, z = 0.441 \text{ m}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{442.53 \times 10^{-3}}{0.441 \times 348} = 28.83 \text{ cm}^2$$

C) Ferrailage vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1056.25 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.5} = 3.52 \text{ Mpa}, f_{tk} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_{t \min} \leq \min(15.71, 60, 10) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

• Espacement

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \Rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone.nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2}; St \leq 27.7 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone.courante}$$

• Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2HA12=2.26 \text{ cm}^2$

Les resultats de calcul des semelles à l'ELU sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI-3: Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.

Semelle	B(m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
		A ^{trans} (cm ²)	A ^{transR} (cm ²)	A ^{sup} (cm ²)	A ^{inf} (cm ²)	A ^t (cm ²)
SFA	2.1	3.32	1.5	13.17	17.35	6.28
SFB	2	5.69	2.26	21.97	29.37	6.28
SFC	2.1	5.55	2.26	22.70	30.34	6.28
SFD	2.5	7.75	3.08	28.83	39.13	6.28
SFE	1.8	4.82	2.26	19.74	26.26	6.28
SFF	1.8	4.35	1.5	17.66	23.42	6.28
SFG	1.4	3.49	1.5	14.83	19.55	6.28

- Le même travail sera effectué pour le ferrailage des différentes semelles filantes à l'ELA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-4: Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes.

Semelle	B(m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
		A ^{trans} (cm ²)	A ^{transR} (cm ²)	A ^{sup} (cm ²)	A ^{inf} (cm ²)	A ^t (cm ²)
SFA	2.1	3.82	1.27	13.04	17.11	6.28
SFB	2	4.43	1.47	14.36	18.92	6.28
SFC	2.1	5.42	1.8	18.77	24.80	6.28
SFD	2.5	6	2	18.43	23.87	6.28
SFE	1.8	4.76	1.58	16.55	21.86	6.28
SFF	1.8	3.47	1.15	11.98	15.71	6.28
SFG	1.4	3.48	1.16	12.65	16.59	6.28

Choix : On prend le plus défavorable entre l'ELU et L'ELA.

Tableau VI-5: Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.

Semelle	A _{Sup} P.L (cm ²)	A _{Inf} P.L (cm ²)	A _{trans} semelle (cm ²)	A _{transRep} (cm ²)
SFA	5HA20=15.71	10HA16=20.11	4HA12=4.52	5HA8=2.51
SFB	5HA25=24.54	5HA25+5HA14=32.24	6HA12=6.79	5HA8=2.51
SFC	5HA25=24.54	5HA25+5HA14=32.24	6HA12=6.79	5HA8=2.51
SFD	5HA25+5HA14=32.24	5HA25+5HA20=40.25	6HA12=6.79	5HA10=3.93
SFE	10HA16=20.11	5HA25+5HA14=32.24	6HA12=6.79	5HA8=2.51
SFF	10HA16=20.11	5HA25=24.54	4HA12=4.52	5HA8=2.51
SFG	5HA20=15.71	10HA16=20.11	4HA12=4.52	5HA8=2.51

VI.4.1.8. Schéma de ferrailage

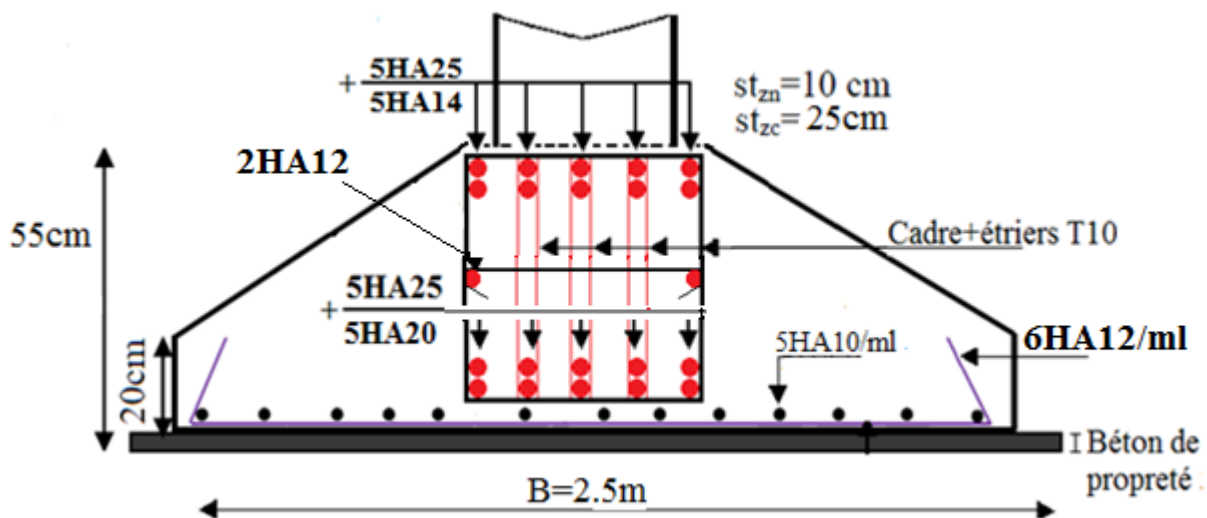


Figure VI-10 : Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante D

VI.5. Les longrines

VI.5.1. Pré dimensionnement des longrines

Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ avec N : Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm; $15\phi_l$).

VI.5.2. Vérification

Nous avons $N=1366.194 \text{ KN}$, d'après le RPA on a: $\alpha=12$ en zone II, site S3.

$$F = \frac{1366.194}{12} = 113.84 \text{ KN} \text{ D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

VI.5.3. Ferrailage

A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.11384 \times 1.15}{400} = 3.27 \text{ cm}^2 .$$

$$\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{326}{15} = 21.73 < h < \frac{326}{10} = 32.6$$

on choisit une section de : $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

Choix : 6HA12 = 6.79 cm².

B) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier Ø8, pour un espacement de 15cm.

• **Vérification** : Condition de non fragilité : $B = 750 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{6.79 \times 400}{2.1} = 1293.33 \text{ cm}^2$

C) Schéma de ferrailage

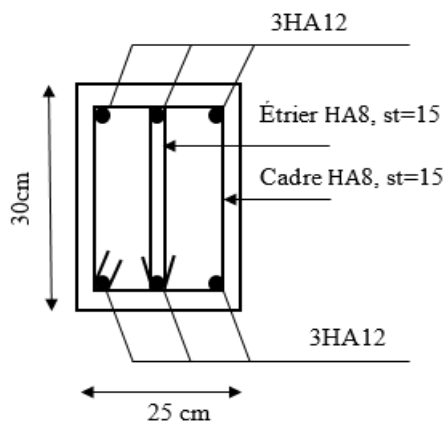


Figure VI-11: Schéma de ferrailage de la longrine

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape importante de toute étude partant du choix du type de fondations qui dépendent de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, allant jusqu'au choix des armatures.

Liste des figures

Chapitre I Généralités	page
Figure I-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton	3
Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.	5
 Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
Figure II-1 : Plancher à corps creux	7
Figure II-2: Coupe transversale d'une poutrelle	8
Figure II-3: Dalle sur quatre appuis	8
Figure II-4: Coupe de voile en élévation	10
Figure II-5: Schéma de l'escalier	10
Figure II-6: Schéma de la volée	11
Figure II-7: Schéma de la volée2	11
Figure II-8: Schéma de l'acrotère.....	12
Figure II-9: Surface afférente de poteau P1	18
Figure II-10 : Surface afférente de poteau P2	21
 Chapitre III Etude des éléments secondaires	
Figure III-1: Disposition des poutrelles	27
Figure III-2: Diagramme des moments à deux travées	28
Figure III-3: Diagrammes des moments à plusieurs travées	28
Figure III-4: Diagramme des efforts tranchants à deux travées	29
Figure III-5: Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées	29
Figure III-6: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	42
Figure III-7: Dalle sur quatre appuis panneauDp1	43
Figure III-8: Schéma de ferrailage de panneau de dalle DP1.....	46
Figure III-9: Schéma de L'acrotère	47
Figure III-10: Les sollicitations sur L'acrotère	47
Figure III-11: Schéma de ferrailage de L'acrotère.....	50
Figure III-12: Schéma statique de la poutre de chaînage.....	51

Figure III-13: Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	53
Figure III-14: Schéma statique de la poutre de chainage.....	53
Figure III-15: Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	55
Figure III-16: Schéma d'escalier courant.....	55
Figure III-17: Schéma statique de l'escalier courant	56
Figure III-18: Schéma de ferrailage de l'escalier courant	60
Figure III-19: Schéma statique de la poutre palière	60
Figure III-20: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure III-21: Ferrailage de la dalle cas charge répartie	66
Figure III-22: Schéma de ferrailage de C la dalle cas charge concentrée	70

Chapitre IV Etude dynamique

Figure IV-1: Disposition des voiles	74
Figure IV-2 : Vue en plan.....	74
Figure IV-3 : Vue de face	74
Figure IV-4: Premier mode de déformation (translation suivant Y) (T=0,68sec)	75
Figure IV-5: Deuxième mode de déformation (translation suivant X) (T=0,59sec)	75
Figure IV-6: Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0,55sec)	75
Figure IV-7: Réponse spectrale de la structure.....	76

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Figure V-1: Zone nodale.....	82
Figure V-2: Dispositions constructive des portiques	90
Figure V-3: Les moments résistant dans la zone nodale	95
Figure V-4: Schéma d'un voile plein	105
Figure V-5: Ferrailage du voile Vy1.....	111
Figure V-6 : Coupe en élévation du voile Vy1	111

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Figure VI-1: Semelle filante D	113
Figure VI-2: disposition des Semelles filantes	114
Figure VI-3 : Coupe transversale d'une semelle filante	115
Figure VI-4: Semelle sous voile.....	116
Figure VI-5: Semelle sous voile périphérique.....	117
Figure VI-6 : schéma de ferrailage de la semelle sous voile périphérique.....	118

Figure VI-7 : Schéma statique de la poutre de libage.....	118
Figure VI-8: Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU.....	119
Figure VI-9: Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU.....	119
Figure VI-10 : Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante D.....	122
Figure VI-11: Schéma de ferrailage de la longrine.....	123

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités	page
Tableau I-1 : f_e en fonction du type d'acier.	4
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II-1: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	13
Tableau II-2: Evaluation des charge dans le plancher terrasse accessible	14
Tableau II-3: Evaluation des charges dans le plancher d'étages courant	14
Tableau II-4: Evaluation des charges de la dalle pleine	15
Tableau II-5: Evaluation des charges dans les murs extérieurs	15
Tableau II-6: Evaluation des charges de la volée1	16
Tableau II-7: Evaluation des charges de la volée2	16
Tableau II-8: Evaluation des charges du palier	17
Tableau II-9 : Surcharges d'exploitation	17
Tableau II-10: Descente de charge de poteau P1	18
Tableau II-11: Descente de charge de poteau P2	21
Tableau II-12: Vérification des poteaux à la compression simple	25
Tableau II-13: Vérification des poteaux au flambement	25
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
Tableau III-1: Les différentes types de poutrelles	30
Tableau III-2: Les différentes charges sur les poutrelles	30
Tableau III-3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation	32
Tableau III-4: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	32
Tableau III-5 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	33
Tableau III-6: Ferrailage des poutrelles des plancher terrasse accessible et inaccessible	35
Tableau III-7: Ferrailage poutrelles du plancher habitation	35
Tableau III-8 : Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible	38
Tableau III-9: Vérification de l'état limite de compression du béton plancher terrasse accessible	38
Tableau III-10: Vérification de l'état limite de compression du béton plancher habitation	38

Tableau III-11: Vérifications de la flèche pour plancher habitation étage 7 et 8	41
Tableau III-12 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 1	41
Tableau III-13 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible 2	41
Tableau III-14: Schémas de ferrailage des poutrelles	42
Tableau III-15: Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis	44
Tableau III-16: Vérification des contraintes en travée.....	45
Tableau III-17 : Vérification des contraintes en appuis.....	45
Tableau III-18: Différentes combinaisons à utiliser	47
Tableau III-19: Ferrailage de la poutre de chaînage.....	51
Tableau III-20: Vérification de la contrainte dans le béton.....	52
Tableau III-21: Ferrailage de la poutre de chaînage.....	54
Tableau III-22: Vérification de la contrainte dans le béton.....	54
Tableau III-23: Vérification de contrainte de béton en travée	59
Tableau III-24: Vérification de contrainte de béton en appuis	59
Tableau III-25: Ferrailage de la poutre palière	61
Tableau III-26: Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion.....	62
Tableau III-27: Vérification de la compression dans la poutre palière	62
Tableau III-28: Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	64
Tableau III-29: Vérification de la contrainte dans le béton.....	66
Tableau III-30: Ferrailage de la dalle cas charge concentrée.....	68
Tableau III-31: Vérification de la contrainte dans le béton.....	69

Chapitre IV Etude dynamique

Tableau IV-1: Période de vibration et taux de participation des masses modales	75
Tableau IV-2: Interaction sous charges verticales.....	77
Tableau IV-3 : Interactions sous charge horizontales	77
Tableau IV-4: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	78
Tableau IV-5 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	78
Tableau IV-6: Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y)	78
Tableau IV-7: Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (X-X) et (Y-Y)	79

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Tableau V-1: Armatures minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires	82
Tableau V-2: Les sollicitations dans les poteaux.....	83
Tableau V-3: Ferrailage des poteaux	84

Tableau V-4: Calcul des armatures transversales pour les poteaux	84
Tableau V-5: Vérifications du flambement des poteaux	86
Tableau V-6: Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux	86
Tableau V-7 : Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux	87
Tableau V-8: Schémas du ferrailage des poteaux	88
Tableau V-9: Ferrailages des poutres principales et secondaires	91
Tableau V-10 : Vérifications des contraintes tangentielles	94
Tableau V-11: Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	94
Tableau V-12: Vérifications de l'état limite de compression du béton	94
Tableau V-13: Vérification de la flèche pour les poutres	95
Tableau V-14: Les moments résistant dans les poteaux	96
Tableau V-15: Les moments résistant dans les poutres	96
Tableau V-16: Vérifications de la zone nodale (sens principale)	97
Tableau V-17: Vérifications de la zone nodale (sens secondaire)	97
Tableau V-18: Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires	98
Tableau V-19: Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3}	104
Tableau V-20: Ferrailage du voile V_{x1}	106
Tableau V-21: Ferrailage du voile V_{x2}	107
Tableau V-22 : Ferrailage du voile V_{x3}	108
Tableau V-23: Ferrailage du voile V_{y1}	108
Tableau V-24: Ferrailage du voile V_{y2}	109
Tableau V-25: Ferrailage du voile V_{y3}	110

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1: Dimensionnement des différentes semelles filantes	115
Tableau VI-2: Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU	116
Tableau VI-3: Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.	120
Tableau VI-4: Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes.	121
Tableau VI-5: Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.	121

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I	Généralités	0
I.1.	Introduction	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage	1
I.3.	Caractéristiques géométriques de la structure	1
I.4.	Présentation de la structure	1
I.4.1.	Eléments structuraux	1
I.5.	Règlements et norme utilisée	2
I.6.	Caractéristiques du sol d'assise	2
I.7.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.7.1.	Le béton	2
I.7.2.	L'acier	4
I.8.	Conclusion	6
Chapitre II	Pré dimensionnement des éléments	6
II.1.	Introduction	7
II.2.	Les Planchers :	7
II.2.1.	Planchers à corps creux	7
II.2.2.	Les des dalles pleines	8
II.3.	Pré dimensionnement des poutres	9
II.3.1.	Les poutres principales	9
II.3.2.	Les poutres secondaires	9
II.4.	Pré dimensionnement des voiles	9
II.4.1.	Définition	9
II.5.	Pré dimensionnement des escaliers	10
II.5.1.	Définitions	10
II.5.2.	Dimensionnement	10
II.6.	Ascenseur	12
II.7.	Pré dimensionnement de l'acrotère	12
II.8.	Pré dimensionnement des poteaux	12
II.9.	Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	13
II.9.1.	Terrasse inaccessible	13
II.9.2.	Terrasse accessible	14
II.9.3.	Plancher des étages courants	14
II.9.4.	Dalle pleine	15

II.9.5.	Les murs extérieurs (double parois en brique creuse).....	15
II.9.6.	Les escaliers	16
II.9.7.	Surcharge d'exploitation	17
II.10.	Descente de charge	17
II.10.1.	La loi de dégression des charges d'exploitation	18
II.10.2.	Le poteau le plus sollicité à la cage d'escalier P2	21
II.10.3.	Les vérifications nécessaires pour le poteau P2	24
II.10.4.	Le poteau le plus sollicité à la cage d'escalier P2	26
II.11.	Conclusion	26
Chapitre III	Etude des éléments secondaires	26
III.1.	Introduction.....	27
III.2.	Les planchers	27
III.2.1.	Planchers à corps creux :	27
III.2.2.	Planchers à dalles pleines :	43
III.3.	Etude de l'acrotère	46
III.3.1.	Hypothèses de calcul.....	46
III.3.2.	Evaluation des charges.....	46
III.3.3.	Calcul des sollicitations	47
III.3.4.	Ferraillage	47
III.4.	Etude la poutre de chaînage	50
III.4.1.	Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1].....	50
III.4.2.	Sollicitations.....	51
III.4.3.	Ferraillage	51
III.4.4.	Sollicitations.....	53
III.4.5.	Ferraillage	54
III.5.	Étude des escaliers :	55
III.5.1.	Étude de type d'escalier courant	55
III.5.2.	Etude de la poutre palière.....	60
III.6.	Etude de l'ascenseur	63
III.6.1.	Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe (4).....	63
III.6.2.	Cas de charge répartie	64
III.6.3.	Cas d'une charge concentrée :	66
Chapitre IV	Etude dynamique.....	70
IV.1.	Introduction :	71
IV.2.	Méthodes de calcul	71
IV.2.1.	Méthode statique équivalente.....	71
IV.2.2.	Méthode d'analyse dynamique	73

IV.3.	Justification de l'interaction voile-portique.....	77
IV.3.1.	Sous charges verticales	77
IV.3.2.	Sous charges horizontales	77
IV.4.	Vérification de la résultante de la force sismique.....	77
IV.5.	Vérification de l'effort normal réduit	78
IV.6.	Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.	78
IV.7.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	79
IV.8.	Conclusion	80
Chapitre V	Etude des éléments structuraux.....	80
V.1.	Étude des poteaux.....	81
V.1.1.	Recommandations du RPA99/2003	81
V.1.2.	Les sollicitations dans les poteaux	83
V.1.3.	Ferraillage	83
V.1.4.	Armatures transversales	84
V.1.5.	Vérifications nécessaire	85
V.2.	Etude des poutres.....	89
V.2.1.	Ferraillage	89
V.2.2.	Vérification des zones nodales.....	95
	Schéma de ferrailage des poutres	98
V.3.	Etude des voiles.....	102
V.3.1.	Recommandation du RPA 99/2003.....	102
V.3.2.	Calcul des sollicitations revenant aux voile	103
V.3.3.	Ferraillage	105
V.3.4.	Conclusion	111
Chapitre VI	Etude de L'infrastructure.....	111
VI.1.	Introduction.....	112
VI.2.	Choix du type de fondation.....	112
VI.3.	Vérification des semelles isolées :.....	112
VI.4.	Vérification des semelles filantes	113
VI.4.1.	Dimensionnement de la poutre de libage	115
VI.5.	Les longrines.....	122
VI.5.1.	Pré dimensionnement des longrines.....	122
VI.5.2.	Vérification	122
VI.5.3.	Ferraillage	123
VI.6.	Conclusion	123
	Conclusion générale	
	Annexes	

Bibliographie

Conclusion Générale

Conclusion générale

Notre projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.
Après avoir étudié ce projet, on a constaté quelques points :

- La bonne disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zones nodales, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons Le logiciel ETABS V16 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- ❖ [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- ❖ [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours du cursus.
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS Version16.
 - AutoCAD.
 - Socotec.

Annexes

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	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 (II)

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 $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

	$\frac{u/l_x}{v/l_y}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe (IV)

ESCALIERS ET ASCENSEURS

■ **EXEMPLE :** Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.

Caractéristiques de l'immeuble :

- population à prendre en compte : 140 personnes ;
- niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
- distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.

1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.

2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.

3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.

4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :

P	154	178	200	220	239	256	273	290	306
I	78	90	100	109	117	125	132	138	144

Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et I = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et I inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

■ **CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS**

	Charge utile	630 kg ou 8 personnes				1 000 kg ou 13 personnes			
		Course maxi en m							
		Vitesse en m/s							
		Puissance moteur en kW							
Cabin en mm	Larg. A	1 100				1 100			
	Prof. B	1 400				2 100			
	Haut	2 200				2 200			
Gain en mm	Larg. C	1 600				1 600			
	Prof. D	2 100				2 600			
	S dalle Q	3 700	3 600	4 000	3 700	3 600	4 000	4 000	
Palier	Cuv P	1 400	1 500	1 700	1 400	1 500	1 700	1 700	
	U mini	1 500				2 100			
Machinerie en mm	R mini	2 200	2 200	2 900	2 400	2 400	2 400	2 400	
	T mini	3 700	3 700	4 050	4 200	4 200	4 200	4 300	
	S m² mini	10				12			
Efforts globaux en kN	H	2 000				2 000			
	Trappe	950 x 950				950 x 950			
	Porte	900 x 2 000				900 x 2 000			
Efforts globaux en kN	Sur dalle	43	50	50	60	65	65	76	
	En cuvette	55				55			

ASCENSEURS À
ENTRAÎNEMENT
PAR TREUIL
ET CÂBLES
• SORETEX •

ÉTABLISSEMENT
DU PROGRAMME
D'ASCENSEURS
(SUITE)

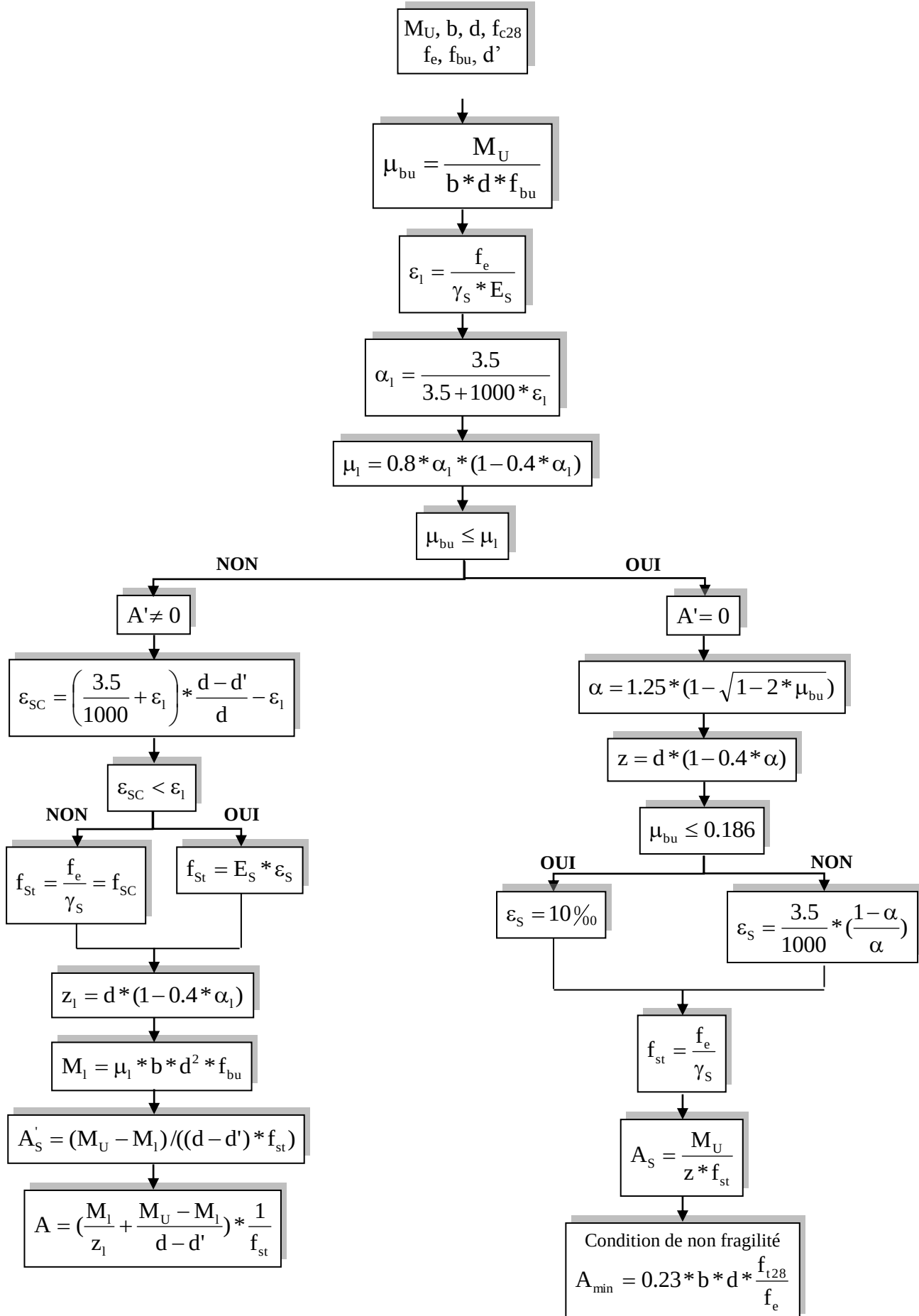
17

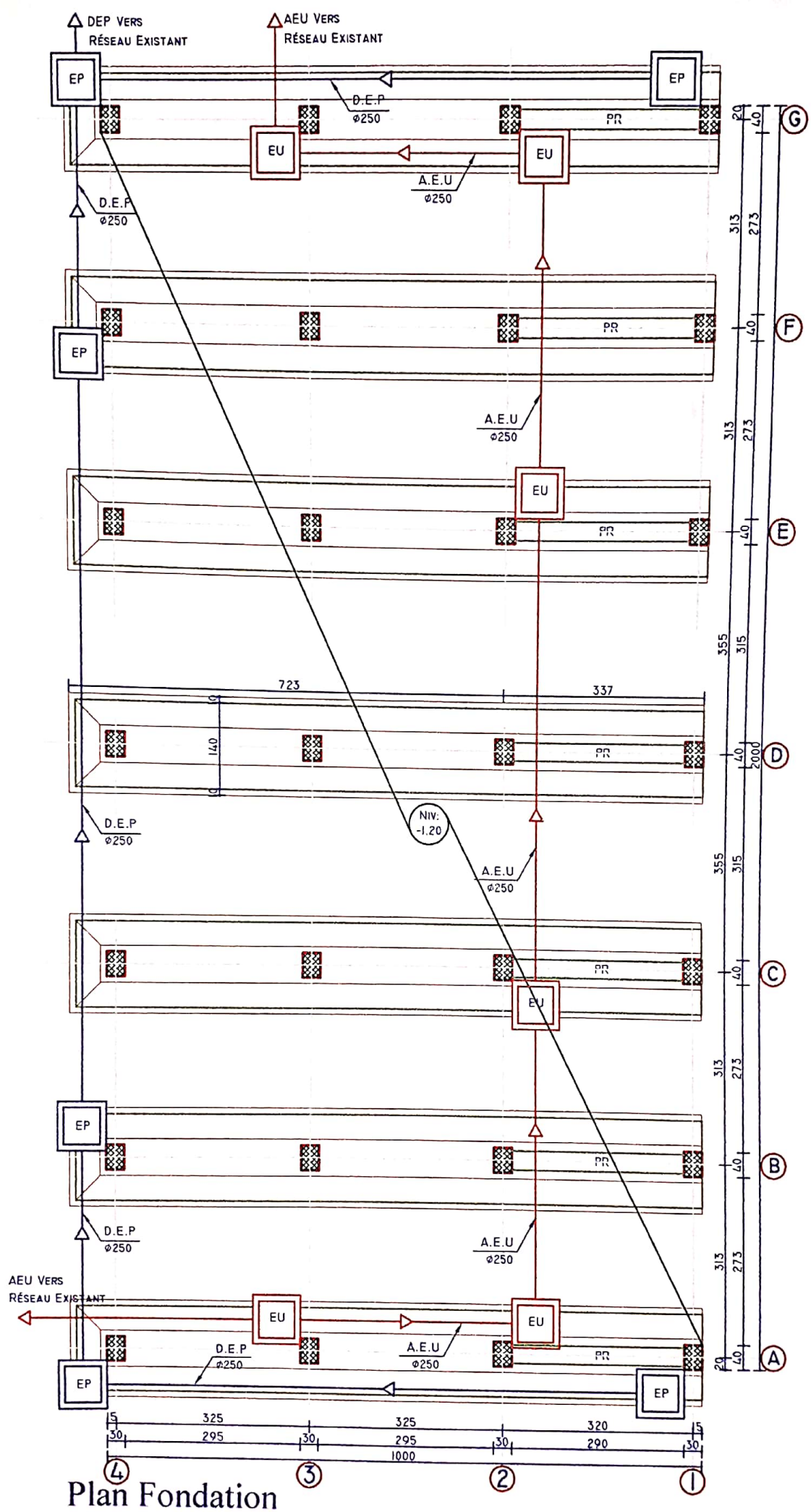
ASCENSEURS		■ DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS													
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (suite)		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings													
vitesse (m/s)	Charges minimales (kg)														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
Desserte		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110
		226	71	195	82	176	91	160	100	138	116	129	124		
		260	77	225	89	200	103	189	108	153	119	137	127	147	136
		293	82	250	96	224	109	203	118	183	128	157	137	164	146
		322	87	277	101	246	114	224	125	205	136	152	146	180	156
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101
		286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132
1,60	Tous les niveaux desservis	386	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140
		414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155
		463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	288	153	272	162
		146	82	138	87	130	92	124	87	119	101	113	106		
1,60	1 niveau desservi sur 2	174	92	163	98	155	103	147	109	140	114	134	119		
		200	100	189	106	179	112	169	118	161	124	154	130		
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139		
		250	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148		
		271	118	254	126	239	134	227	141	216	148	206	153		
2,50	Tous les niveaux desservis	295	122	275	131	259	139	245	147	233	155	222	162		
		315	127	294	136	278	144	261	153	248	161	237	169		
		336	131	314	140	295	149	278	158	265	166	253	174		
		176	68	169	71	162	74	156	77	152	79	146	82		
		203	75	195	82	186	86	180	89	174	92	168	95		
2,50	1 niveau desservi sur 2	230	82	219	93	210	96	204	101	199	104	187	107		
		258	88	245	100	236	107	228	111	219	114	203	118		
		283	93	269	108	260	114	251	118	243	120	226	124		
		307	100	289	116	281	124	269	129	259	129	239	134		
		329	106	308	124	299	132	283	137	273	136	254	136		
2,50	Tous les niveaux desservis	353	111	310	116	300	120	290	124	281	123	273	132		
		370	116	346	136	331	141	315	147	301	153	268	139		
		393	122	370	143	359	149	342	155	326	157	283	144		
		182	68	171	70	164	73	156	76	152	79	146	82		
		213	75	203	79	193	83	184	87	178	90	172	93		
2,50	1 niveau desservi sur 2	244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103		
		273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	214	112		
		298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120		
		323	99	305	106	288	111	276	116	264	121	254	126		
		346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133		
2,50	Tous les niveaux desservis	370	109	346	115	331	121	315	127	301	133	268	139		
		393	112	370	119	349	129	333	132	319	138	306	144		
		200	60	194	62	188	64	182	66	179	67	174	69		
		228	70	219	73	213	75	208	77	200	80	195	82		
		250	80	241	83	233	86	227	88	220	91	215	93		
2,50	1 niveau desservi sur 2	270	89	261	92	253	95	245	98	238	101	231	104		
		297	97	277	101	269	104	262	107	250	111	248	113		
		327	104	294	109	286	112	276	116	267	120	260	123		
		355	111	310	116	300	120	290	124	281	123	273	132		
		339	118	305	123	313	128	303	132	294	136	286	140		
2,50	Tous les niveaux desservis	355	124	341	129	326	135	317	139	306	144	297	148		
		211	57	200	60	194	62	188	64	182	66	176	69		
		242	66	232	69	225	71	216	74	208	77	203	79		
		274	73	263	76	253	79	244	82	235	85	227	89		
		304	79	289	83	276	87	267	90	259	93	250	96		
2,50	1 niveau desservi sur 2	334	84	314	89	301	93	289	97	280	100	269	104		
		360	89	340	94	323	99	311	103	299	107	288	111		
		383	94	364	99	346	104	330	109	313	113	303	117		
		408	99	385	104	367	109	351	114	343	116	325	123		
		432	107	408	113	370	119	359	124	341	129				

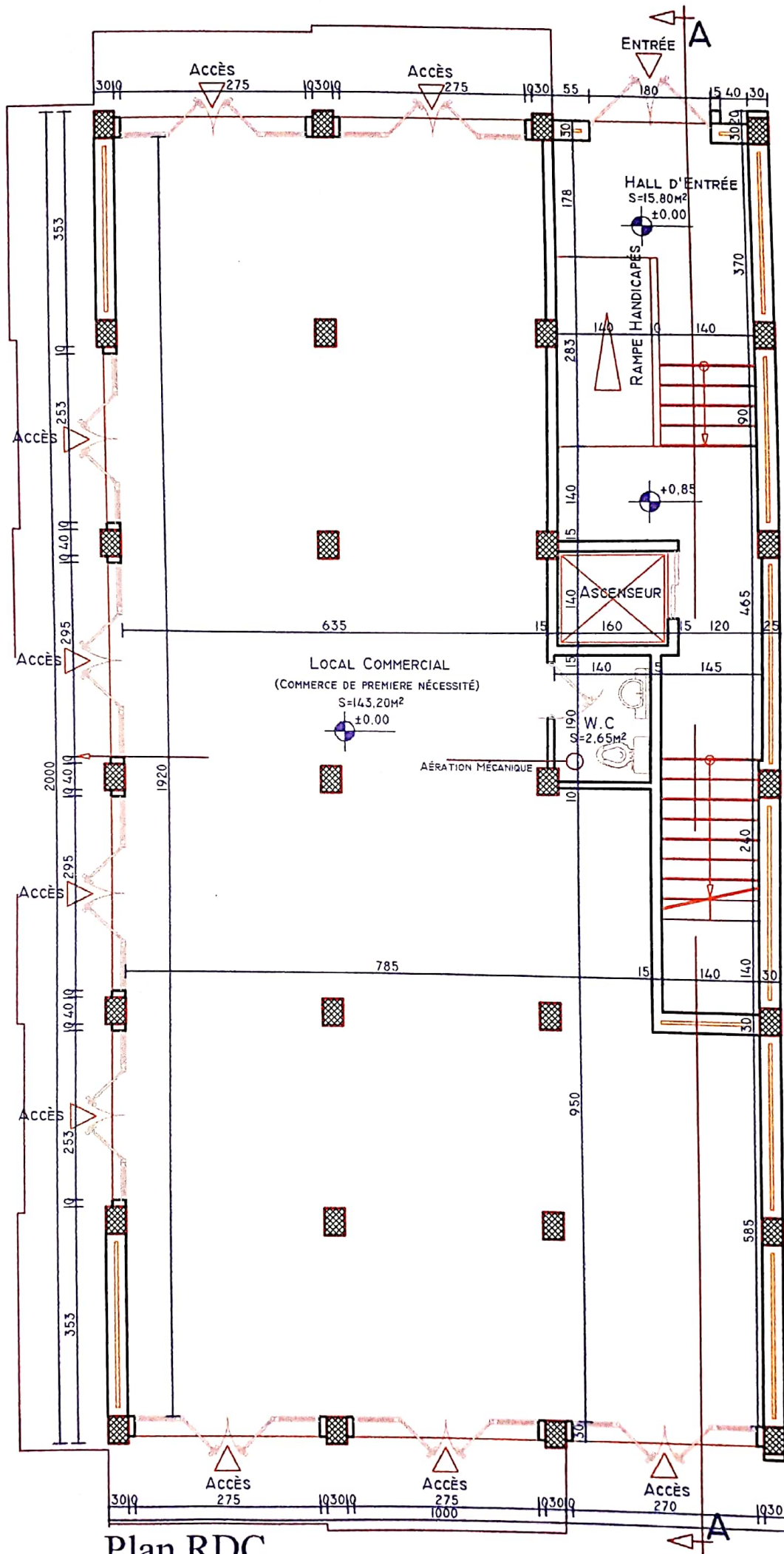
13

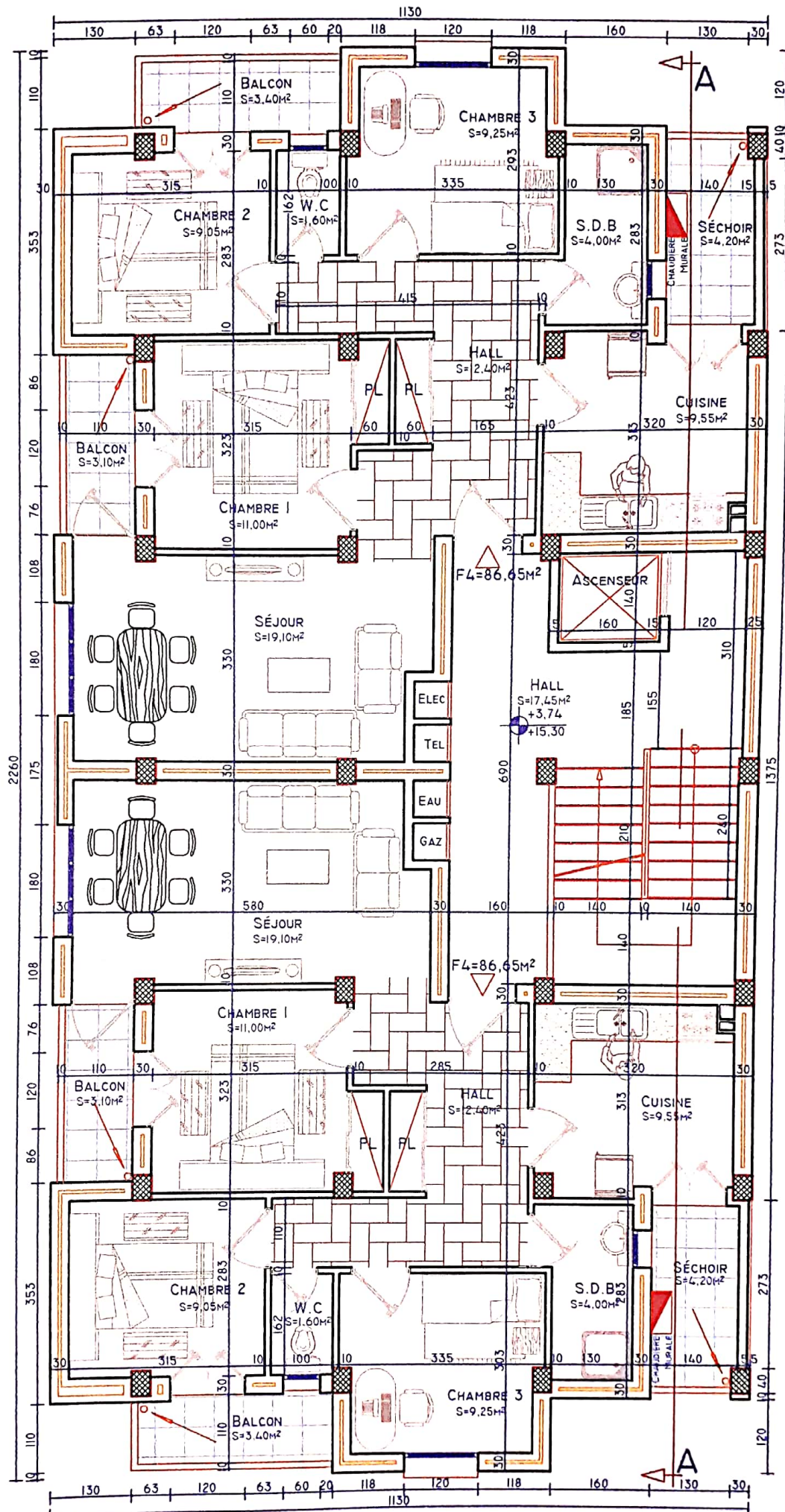
Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



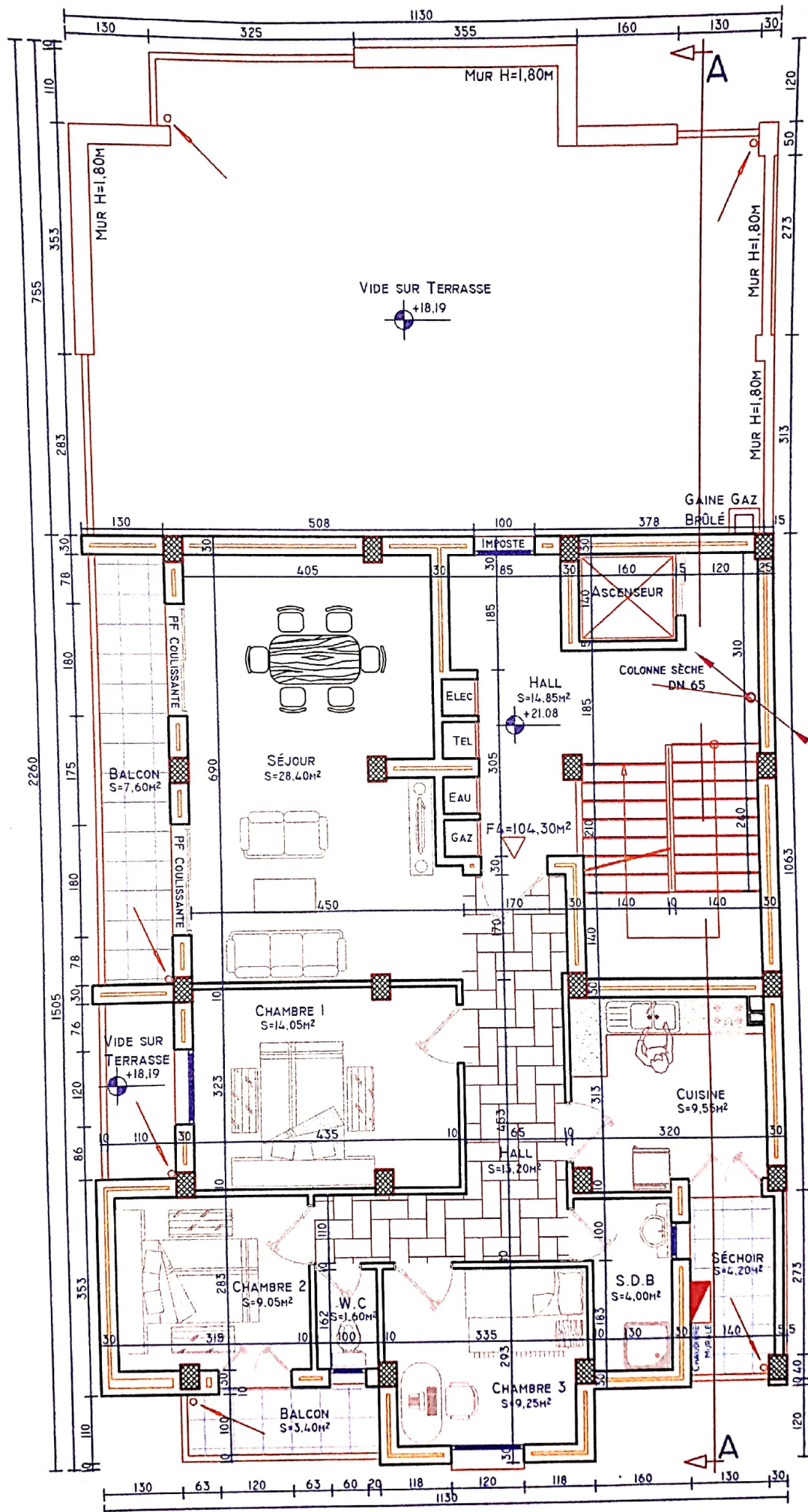




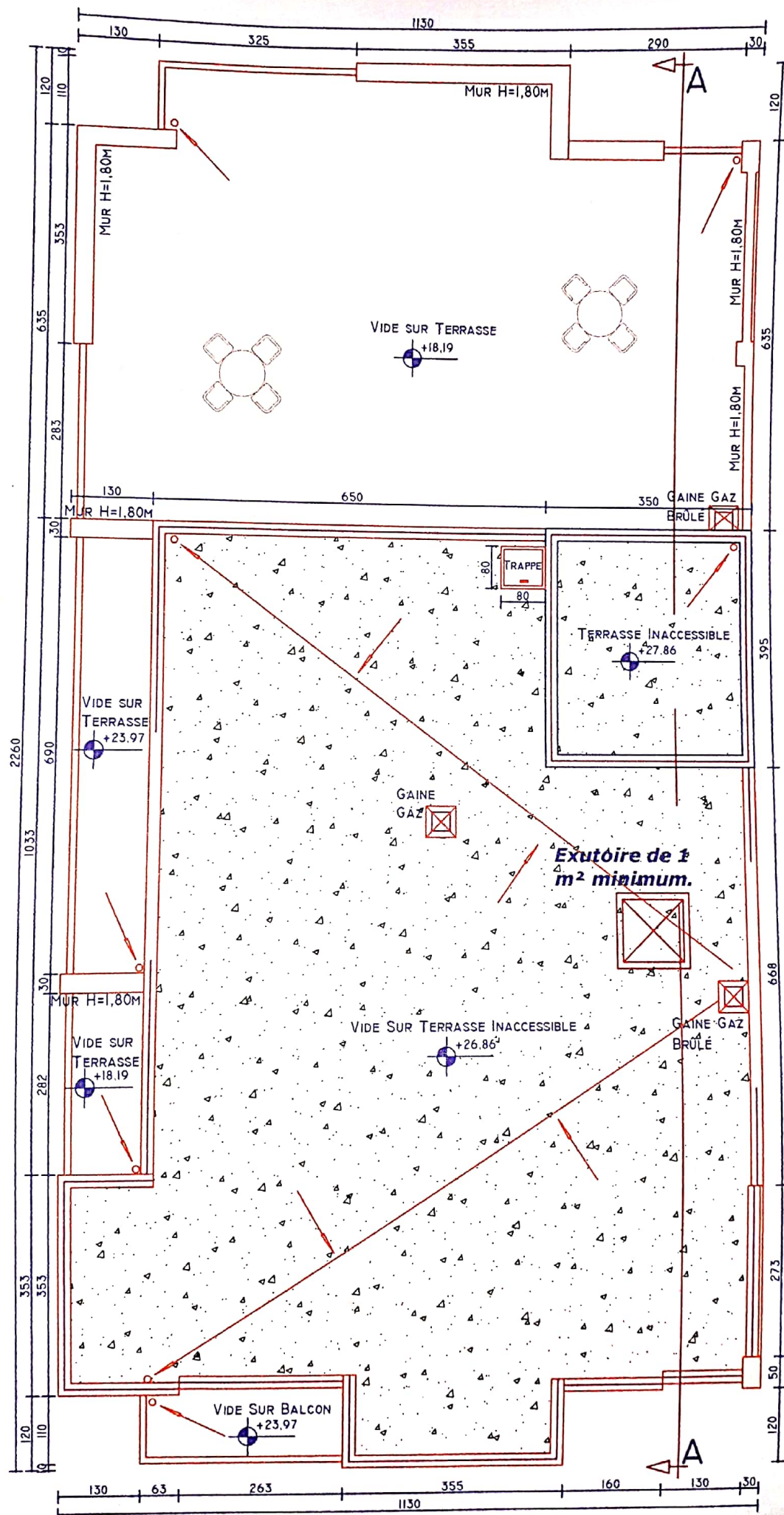


Plan Etages 1 à 5

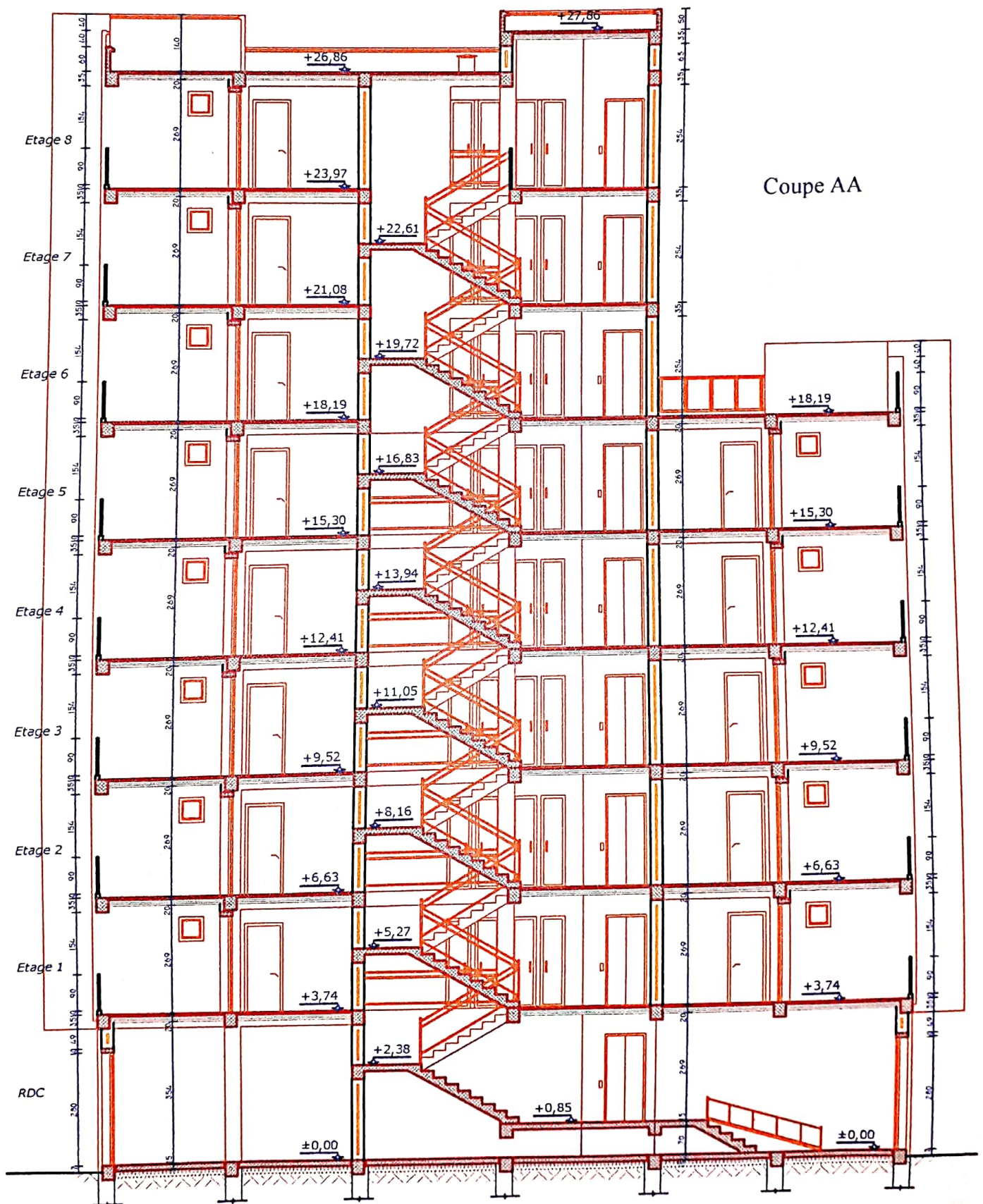




Plan Etage 7



Plan de Couverture: Terrasse inaccessible





Façade Sud