

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master 2 en génie civile.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Étude d'une tour (R+8) à usage d'habitation et commerciale, contreventée par voiles avec l'application du logiciel ETABS

Dirigé par :

- Dr .HAMIZI Mohand.
- BOUZID Leyla épouse HAMMAD

Réalisé par :

* TIMHADJELT Ryma

PROMOTION :
2011/2012

Introduction Générale

De tout temps le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité (stabilité) a toujours constitué le principal critère et ce au détriment de l'économie. Ajouter à cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance.

Actuellement, les données socioéconomiques ont changée, ainsi la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) , BAEL et le DTR.BC-22

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Notre travail effectué dans le cadre de ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial. A travers cette étude, nous allons illustrer les différentes étapes du calcul d'une structure.

Notre travail est structuré comme suit :

- présentation du projet, objet de notre étude et les différents matériaux utilisés.*
- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).*
- Calcul détaillé des différents éléments secondaires (acrotère, balcon, escaliers,).*

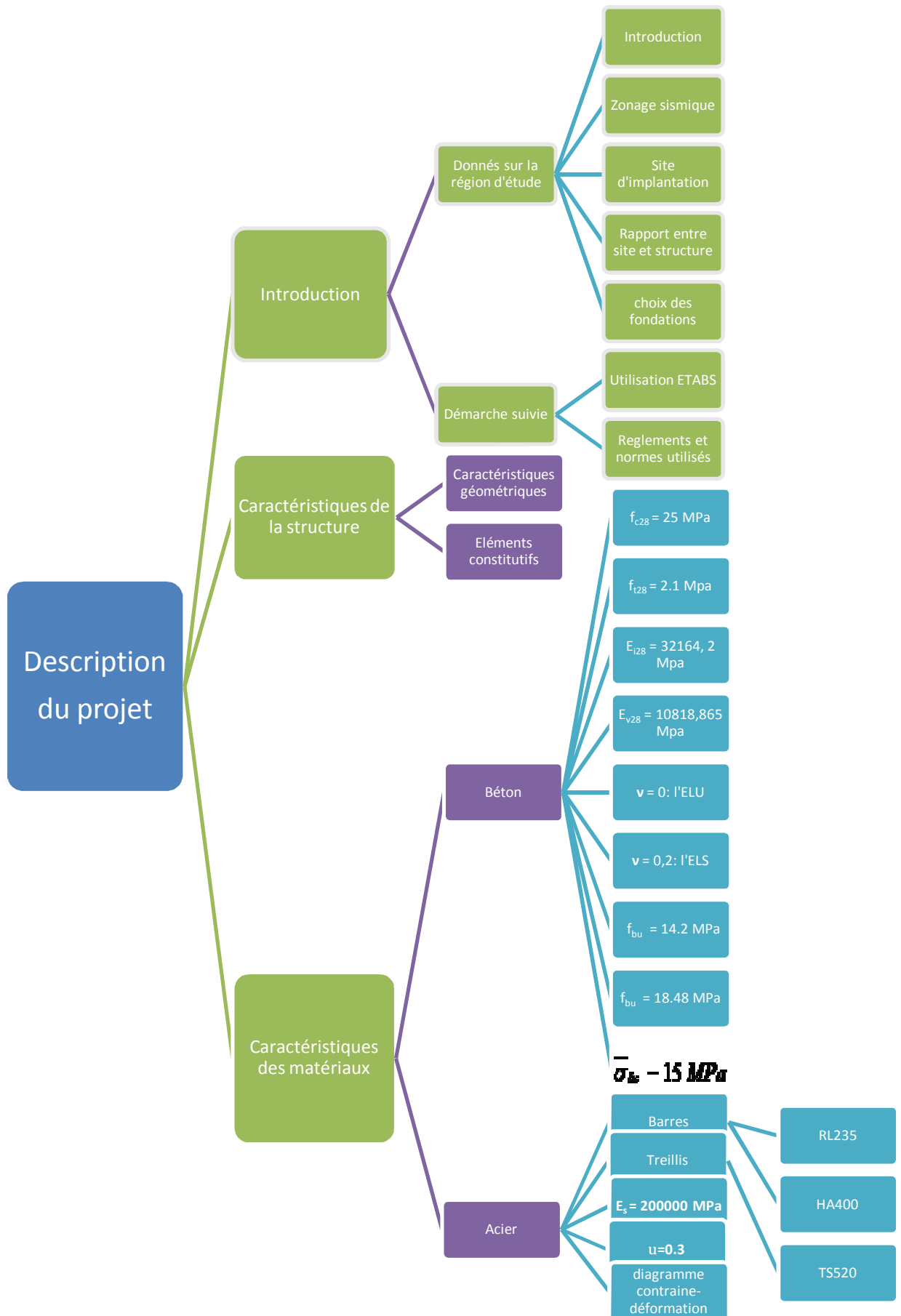
- *modélisation et analyse de la structure en utilisant le logiciel de calcul ETABS 9.1.4.*
- *calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) qui constituent le squelette de notre Structure.*
- *Etude des différents éléments de l'infrastructure (semelles filantes).*

L'objectif de cette étude comme toute étude de calcul de bâtiment est d'aboutir suivant les différents règlements en vigueur en Algérie aux différents plans de coffrages et ferrailages qui seront mis à la disposition du chantier pour réalisation. Ajouter à cela la maîtrise de l'outil informatique en termes de possibilités de modélisation et ainsi de possibilité de conception et d'optimisation.



CHAPITRE I

Description du projet



I-1) INTRODUCTION:

I.1.1 Projet de référence :

Le travail consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment de 8 étages à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage comporte :

- ✓ un RDC à usage commercial.
- ✓ 08 étages à usage d'habitation.
- ✓ 01 cage d'escalier.
- ✓ 01 cage d'ascenseur.

I.1.2 Données sur la région d'étude:

a) **Introduction :** Tizi-Ouzou, chef lieu de la Grande Kabylie se situe à une centaine de kilomètre au sud est de la capital (Alger). Localisée dans la vallée de l'oued Sebaou. Elle occupe un col (d'où son nom) et est entourée de montagnes. La ville est construite à une altitude d'environ 200 m.

b) **Zonage sismique :** Cet ouvrage est implanté à Tizi-Ouzou classée selon le RPA 99 (version 2003) (règlement parasismique algérien), comme zone de moyenne sismicité (ZONE IIa).

Le zonage sismique divise le territoire national en Cinq (5) zones (fig. I.1), par ordre croissant de sismicité :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zones IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

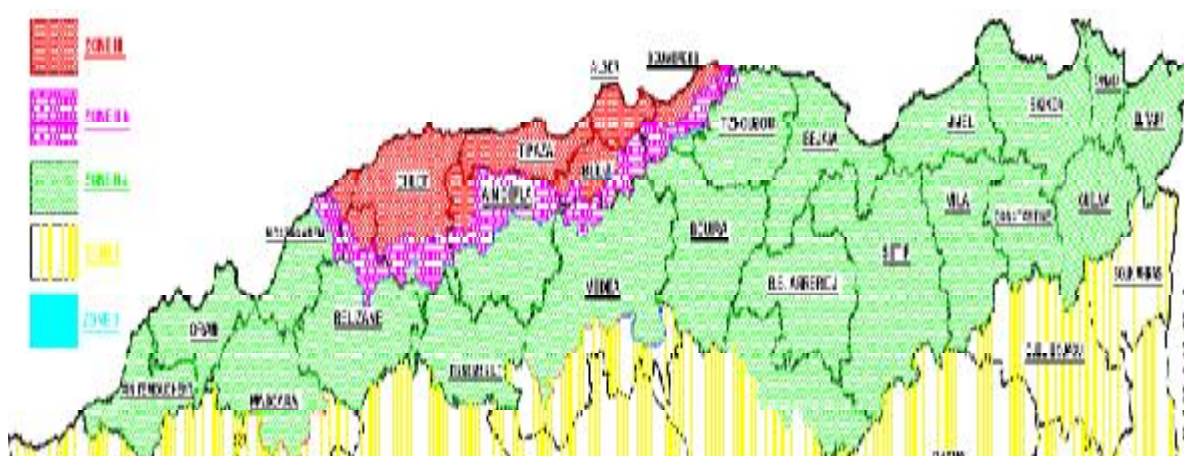


Figure I.1 : Carte de zonage sismique du nord d'Algérie (C.G.S)

c) **Site d'implantation** : Certaines données relatives au site d'implantations ont été remises par le bureau d'étude, chargé de l'étude de ce projet en cours, mettent en évidence l'aspect meuble du site. Le site est classé selon RPA99 vs2003, comme « Site Meuble, S₃ ».

d) **Relation entre site et typologie de structure** : Suivant le classement effectué par le RPA2003, classant le site S₃ comme suit :

T_{S3} : période caractéristique du site meuble : **T_{S3}=0.5s**

Sachant qu'une structure en portiques de béton armée contreventé par voiles a une rigidité assez importante, le sol de fondation ne devrait pas être sur la même échelle de fréquences que le dit site. En effet, de nombreuses formules donnant la période d'un bâtiment, qui ne devrait pas coïncider avec celle du sol de fondation (pour pallier au phénomène dévastateur ; résonance) sont donnés dans la littérature. Le RPA2003 propose la formule empirique suivante pouvant calculer cette période.

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ Ou } T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \text{ (suivant les valeurs de } C_T \text{).}$$

Avec :

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N,

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, (Dans notre cas égal à 0.05),

D : Dimension du bâtiment dans la direction de l'action sismique (m).

Le calcul de la fréquence approximative de notre bâtiment est de 1.59Hz. Suivant le tableau donné par le RPA2003, la valeur de la période et donc d'une fréquence différente de celle du site (S₃=2Hz). Ainsi, nous pouvons constater que ces valeurs diffèrent et rejoignent donc, nos calculs qui induisent à l'ajout de quelques voiles de contreventement, rigidifiant notre structure.

Toutes fois, ces calculs empiriques sont assez approximatifs et ne serait se justifier sans le placement de capteurs de fréquences à la base de la structure.

e) **Choix des fondations** :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

L'étude géologique et géotechnique a pour objectif de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires.

Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol **S_{sol} = 2.5bars**.

L'absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de la remontée des eaux.

✚ Différents types de fondations :

- fondations superficielles : Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

- fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Pour le cas de cet ouvrage, on a des semelles filantes

I.1.3 : Démarche suivie :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul performantes ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

a) Utilisation du logiciel de calcul Etabs (Extended Three Dimensions Analyses Building Systèmes): L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il offre plusieurs possibilités d'analyse des effets statique et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

b) Règlements utilisés et normes de conception : L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- ✓ BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivants la méthode des états limites).
- ✓ RPA 99 modifié 2003(règles parasismiques algériennes).
- ✓ DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

I-2) CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :

I.2.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure en étude a comme caractéristiques géométriques et architecturales les données transcrites sur les figures suivante :

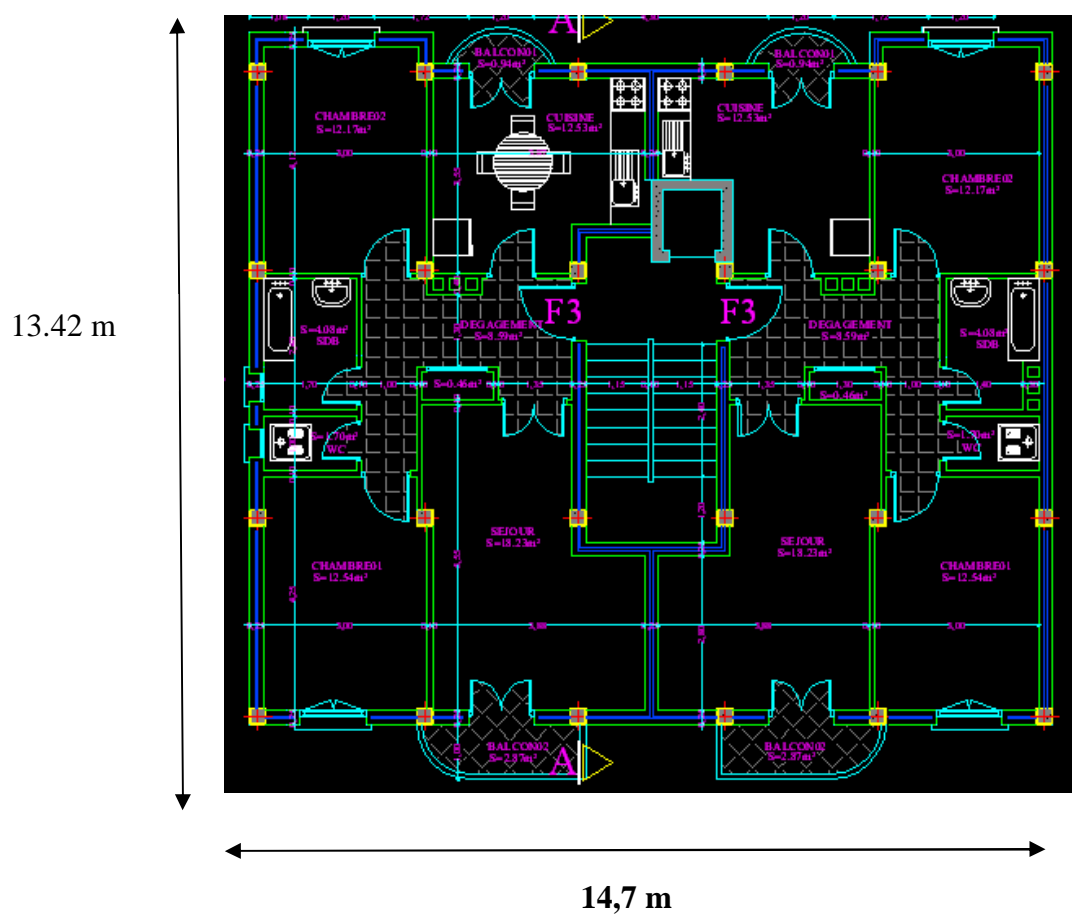


Figure I.2 : vue en plan de l'étage courant

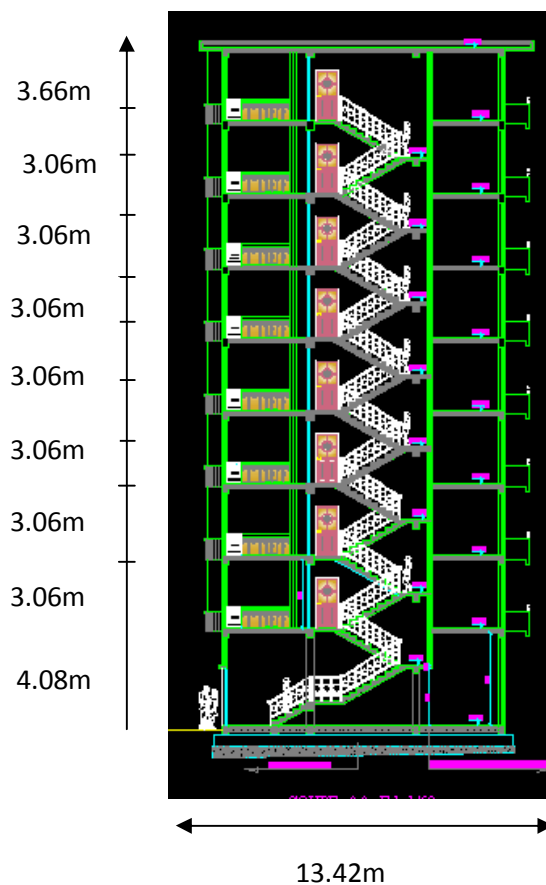


Figure I.3 : coupe verticale A-A de la structure

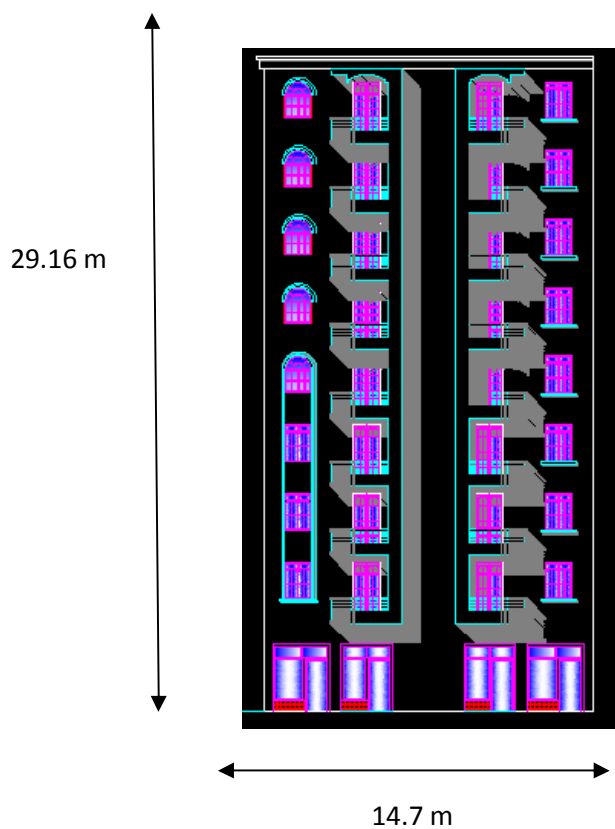


Figure I.4 : façade principale de la structure

I.2.2 : Eléments de l'ouvrage :

a. **Ossature** : L'ouvrage est réalisé en ossature mixte (poteaux poutres + voiles). Son contreventement est assuré par les voiles en béton armée.

b. **Planchers** : L'ouvrage comporte des planchers en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriqués ainsi que des dalles pleines couvrants la cage d'ascenseur ainsi que des dalles pleines en forme de porte à faux. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité en pente pour faciliter l'écoulement des eaux.

c. **Maçonnerie** : Elle est constituée de :

- **Murs extérieurs** : ils sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.
- **Murs intérieurs** : ils sont réalisés en une seule rangée de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d. **Escaliers et ascenseur** :

L'ouvrage sera muni d'une cage d'escaliers constituées de paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place les escaliers seront de type droits à deux volées et permettent la circulation entre les différents niveaux d'étages.

En plus des escaliers l'ouvrage est muni d'une cage d'ascenseur réalisée avec des murs en béton armé.

e. **Revêtements** : Constitués de :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramiques pour les murs de cuisines et les salles d'eau.
- Plâtre pour les murs internes et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

f. **Système de coffrage** : On utilise deux types de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles pour limiter le temps d'exécution.
- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.

I.2.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

a) **Le béton :** C'est un matériau qui résiste bien à la compression mais très mal à la traction.

- **Resistance caractéristique à la compression :** Le béton est défini par sa résistance a la compression à 28 jours qui est déterminée par les essais de compression sur des éprouvettes de (16 x 32) cm³

Sa résistance caractéristique à la compression à j ≤ 28 jours est définie par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Pour j > 28 jours :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour cette étude on adoptera une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Resistance caractéristique à la traction :** La résistance caractéristique à la traction est obtenu en fonction de la résistance a la compression. Les règles (BAEL 91 modifié 91) proposent la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ [Mpa]}. \quad (\text{Art A.2.1.12 BAEL 91}).$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ [Mpa]} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ [Mpa]}$$

- **Déformations longitudinal du béton :** Elles peuvent être calculées a l'aide de deux types de module de déformation longitudinale selon la durée d'application de la contrainte normale.

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inferieure à 24 h, il est calculé à j jours d'âge déterminé à partir de la résistance f_{cj} par la relation :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 21})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164, 2 \text{ Mpa}$$

• **Module de déformation longitudinale différée :**

Sous les contraintes normales de longue durée d'application, on prend en compte l'effet du fluage du béton et le module différé sera donné comme suite :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art2.1, 22)}$$

Pour j=28jours :

$$f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{ Mpa}$$

- **Déformations transversales du béton :** Les déformations transversales sont calculés a l'aide du module d'élasticité transversal noté « G » qi est donné par la relation suivante :

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

Avec :

E : module de YONG.

□ : coefficient de POISSON: C'est le rapport entre les déformations relatives transversales et les déformations relatives longitudinales du béton.

v: coefficient de poisson= $\frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour des justifications à ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour des justifications à ELS} \end{cases}$$

- **Etats limites du béton :** Un état limite est un état au delà duquel la structure ou un élément de la structure, est mis hors du service c.à.d. ne satisfait plus les fonctions pour lesquelles a été conçu.

On distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Dans ce mode de sollicitations, l'ouvrage est à la limite de la rupture (Perte d'équilibre statique, de stabilité de forme et de résistance) ; il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé.

Sa contrainte limite est : [ART A.4.3.41 BAEL91]

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} [\text{MPa}]$$

Avec :

$$g_b : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} g_b = 1.5 \text{ a situation courante,} \\ g_b = 1.15 \text{ a situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$.

Pour $g_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

Pour $g_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

• Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU (BAEL91/Art4.3, 31):

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

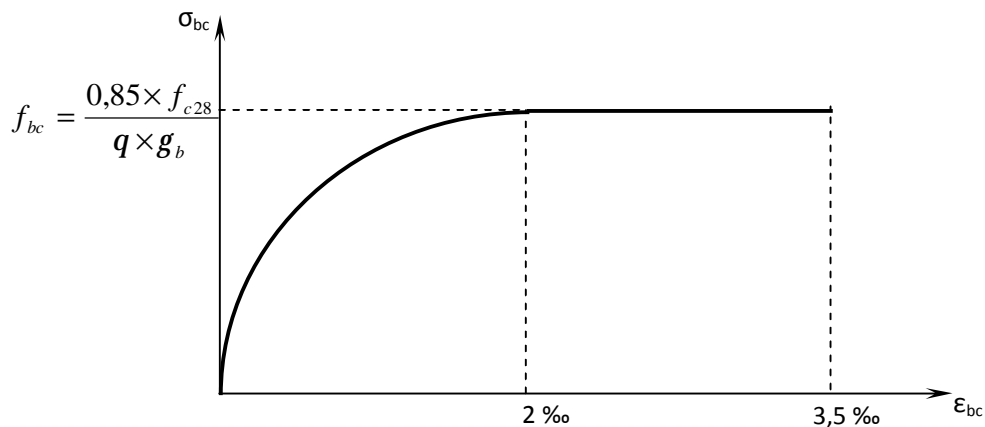


Figure I.5: Diagramme contrainte déformation

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\epsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young.

• Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit du mode de sollicitations de tous les jours. L'ouvrage ne doit pas subir de déformations irréversibles ; les matériaux sont employés dans leur domaines élastiques; les éléments sont calculés à l'ELS lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage dimensionné.

• **Contrainte limite du béton à l'ELS [ART A.4.5.2 BAEL91] :**

Elle correspond à la contrainte de service à la compression du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [MPa]$$

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Pour $f_{c28} = 25 MPa$.

Le diagramme contrainte-déformation, à l'ELS est donné comme suit :

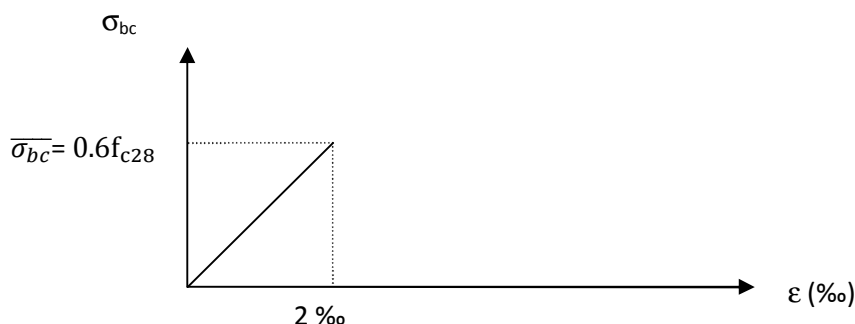


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL91/ART.A.4.5.2)

• **Contrainte limite ultime de cisaillement :**

Elle correspond à la contrainte tangentielle du béton ; elle est donnée pour une section rectangulaire comme suite :

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b : Valeur de la longueur de la section cisailée

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

Fissuration peu nuisible : $\bar{t}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{g_b} ; 5 MPa \right)$

Fissuration préjudiciable : $\bar{t}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 MPa \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{t}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 MPa \right)$

b) **L'acier** : Les aciers sont des matériaux qui résistent très bien à la traction qu'à la compression. Associés au béton ils constituent le béton armé qui allie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier. Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces.

• **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Types d'acier	Nominations	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Coefficient de fissuration [h]	Coefficient de scellement [y]
Aciers en barres	Rond lisse feE 235	RL	235	1	1
	Haute adhérence FeE 400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 ϕ <6	T S	520	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.

- **Module d'élasticité longitudinal** : La valeur du module d'élasticité noté « E_s » est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ MPa (ART.A.2.2 ,1 BAEL91).
- **Coefficient de Poisson des aciers** : Le coefficient de poisson (ν) est égal à : **0,3**
- **Diagramme contrainte déformation de l'acier** : La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

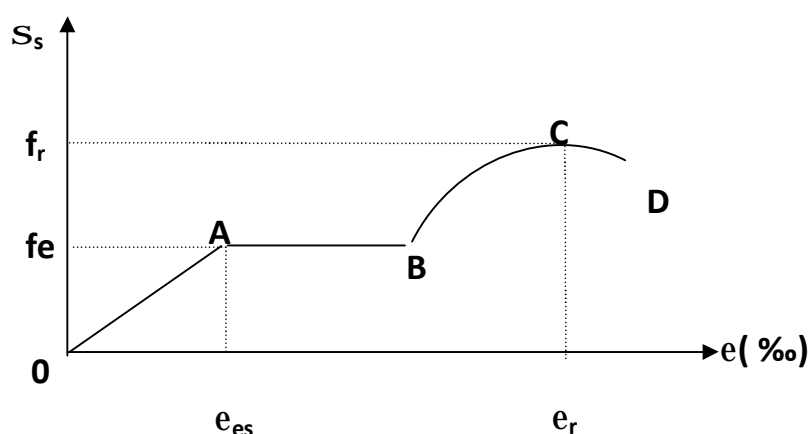


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

f_r : Résistance à la rupture,

f_e : Limite d'élasticité,

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier,

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

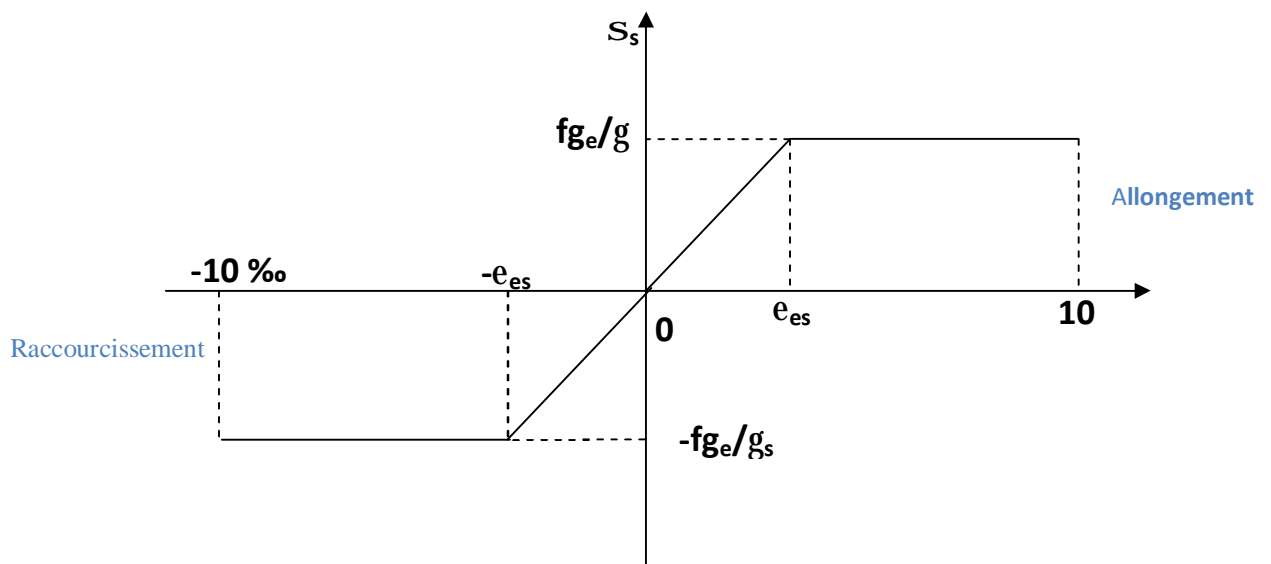


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation de calcul

- **Contraintes limites de l'acier :**

- **A l'Etat limite ultime (ELU) :** La contrainte limite de déformation de l'acier à l'ELU est telle que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.2 BAEL 91}).$$

\bar{S}_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie.

g_s : Coefficient de sécurité

Avec :

$g_s=1,15$ situation courante

$g_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{S}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{S}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{S}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{S}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

Tableau I.2 : limites d'élasticité des aciers utilisés

- **A l'Etat limite de service (ELS) :** Les règles BAEL limitent les contraintes

dans les armatures tendues soumises à l'action des sollicitations de service afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton .on distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{S}_{st} = f_e$$

Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h \cdot f_{tj}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{h \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficients de fissuration:

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL),

$\eta = 1.6$ Pour les aciers hautes adhérence de diamètre (HA) de $\phi \geq 6$ mm ,

$\eta = 1.3$ Pour les aciers hautes adhérence de diamètre de $\phi < 6$ mm .

I.2.4 : Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

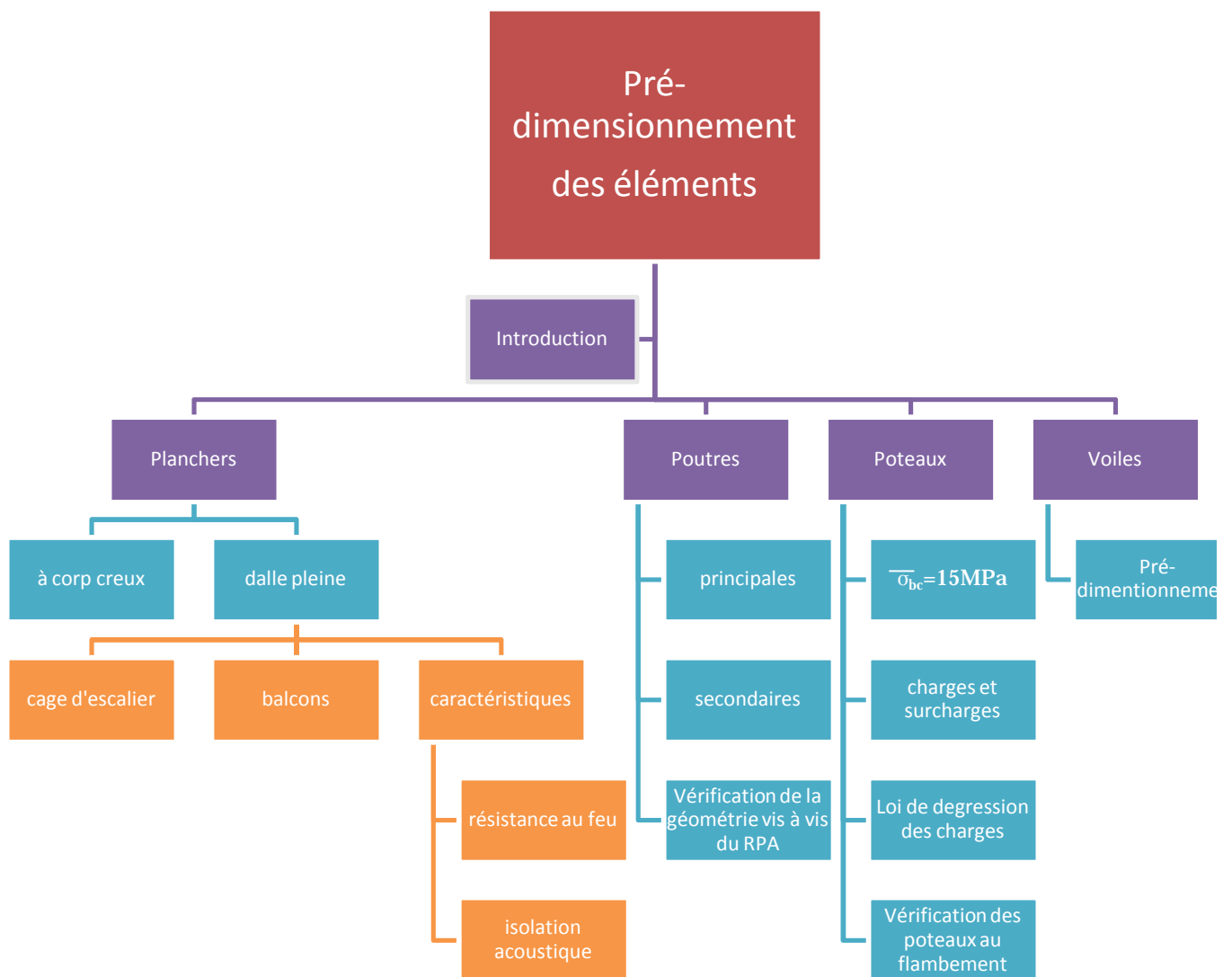
- § $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- § $C \geq 3$ cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- § $C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Dans notre cas, on prend $C = 2$ cm.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments



II.1 INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré -dimensionnement des éléments de notre structure afin d'assurer sa bonne résistance ; cela en respectant les recommandations en vigueur (RPA 99 ,BAEL 91....)

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

II.1.1. Planchers :

Les planchers constituent les éléments de séparation entre étages, ils assurent essentiellement la résistance mécanique et l'isolation thermique et acoustique.

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux.

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

a) Plancher à corps creux : Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée " h_t " est donnée comme suit :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : Portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{max} = 305 - 25 = 280$ cm

$$h_t \geq \frac{280}{22.5} = 12.44 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20cm (hourdi d'épaisseur de 16 cm et une dalle de compression d'épaisseur de 4 cm)

Soit : $h_t = 20\text{cm} = (16+4)$ cm

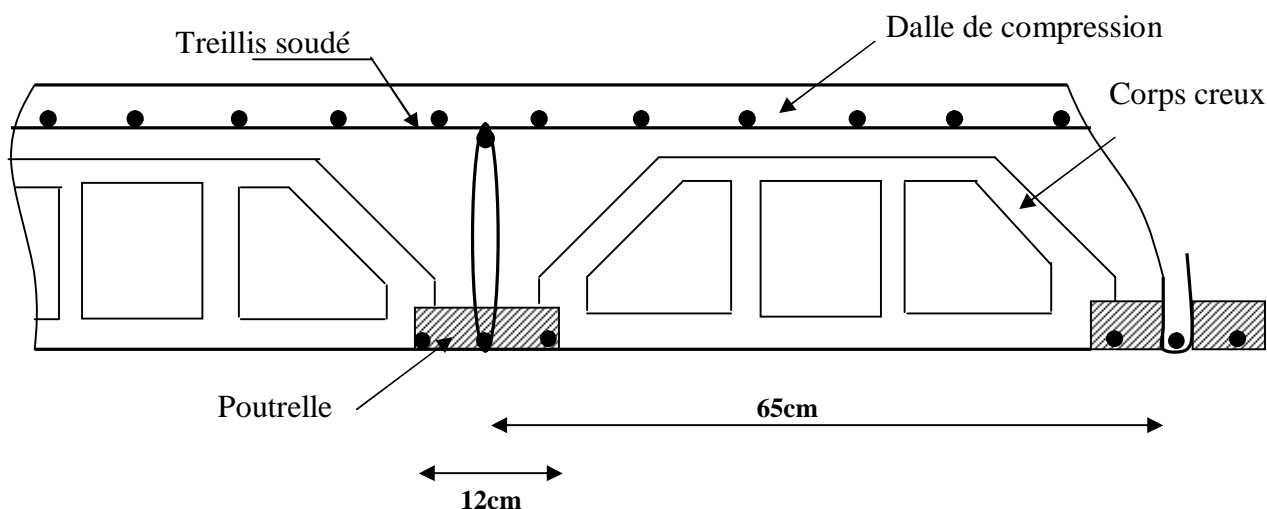


Figure II. 1 : Coupe verticale du plancher.

b) Dalle pleine :

✓ **Dalle pleine de la cage d'ascenseur :** Elle est située dans la cage d'ascenseur.

$$\rho_x = l_x/l_y = 110/110 = 1.$$

$\rho > 0,4$ ∩ La dalle travaille dans deux les sens donc l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée à partir de la condition suivante :

$$e \geq l_x/30 \implies e \geq 3,67\text{cm}$$

✓ **Dalle pleine des balcons :**

$$\rho_x = l_x/l_y = 100/287 = 0,35.$$

$0,4 < 0,35 < 1$ ∩ La dalle travaille dans les deux sens, donc l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée à partir de la condition suivante :

$$e \geq l_x/30 \implies e \geq 3,33\text{cm}$$

✓ **Caractéristiques d'une dalle pleine :**

• **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

• **Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg}/\text{m}^2 \implies E_p \geq 14\text{cm} .$$

Conclusion : Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**.

II.1.2 Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 VS 2003 en zone IIa :

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Pour dimensionner la poutre, sa hauteur et sa largeur (h_t , b) doivent répondre aux conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée libre de la plus grande travée considérée

a) Poutre principales: $L = 450 - 25 = 425\text{cm}$.

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28,33 \leq h \leq 42,5 \quad \text{On prend : } \mathbf{h=40\text{cm}}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

✓ Vérification des exigences du (RPA99, Art7.5,1) :

$$h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,4 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on opte pour les poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$

b) Poutres secondaires: $L = 305 - 25 = 280 \text{ cm}$.

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18,66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h=30\text{cm}}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{b=25\text{cm}}$$

✓ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1) :

$$h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on opte pour les poutres secondaires : $25 \times 30 \text{ cm}^2$

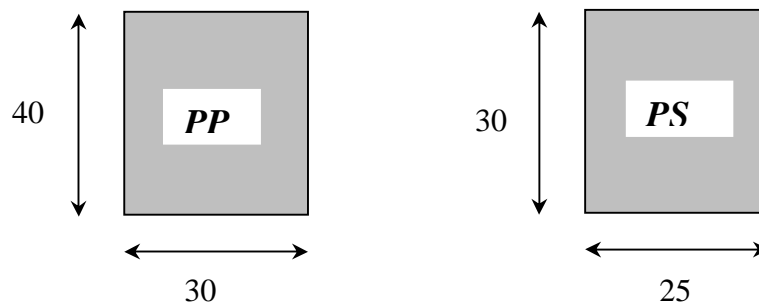


Figure II.2 : Coupes des poutres principales et secondaire

II.1.3 Poteaux :

Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend les charges normales.

La section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

S : Section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

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

N_{\max} : Effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau.

a) **Surface d'influence** : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité C3

Section nette :

$$S'(\text{plancher}) = (1,375 + 1,25) \times (2,125 + 1,675) = 9,975 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S(\text{plancher}) = 4,05 \times 2,925 = 11,85 \text{ m}^2$$

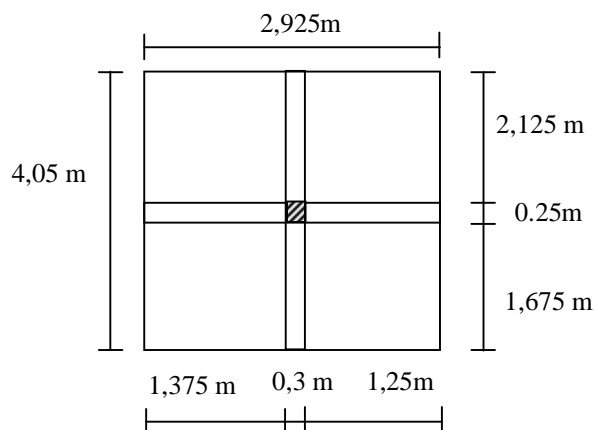


Figure II.3 : surface d'influence du Poteau le plus sollicité

b) **Détermination des charges et surcharges** : Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que surcharges d'exploitation sont donnés par le DTR B.C.2.2.

▼ **Charges permanentes** : Les charges permanentes des différents éléments sont données dans les tableaux suivants :

• **Planchers terrasse (Inaccessible) :**

Éléments	Poids volumique g [KN/m ³]	Épaisseur [m]	Charge [KN/m ²]
1. couche de gravillon	17	0.05	0.85
2. Étanchéité multicouche	6.00	0.02	0.12
3. Béton en forme de pente	22.00	0.05	1.54
4. Feuille de polygame	/	/	0.01
5. Plancher à corps creux	14.00	0.21	2.94
7. Enduit sous plafond en plâtre	12.00	0.02	0.24
			G = 5.42

Tableau II. 1: charges revenant au plancher terrasse inaccessible

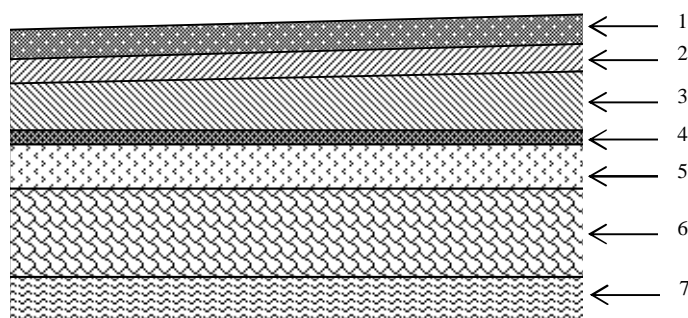


Figure II.4 : coupe verticale du plancher terrasse

• Plancher d'étage courant :

Éléments	Poids volumique g [KN/ m ²]	Épaisseurs [cm]	Charges [KN/m ²]
1. Revêtement en carrelage scellé	22.00	0.02	0,44
2. Mortier de pose	20.00	0.02	0,40
3. Couche de sable	18.00	0.03	0.54
4. Dalle en corps creux	14.00	0.21	2.94
5. Enduit de plâtre	12.00	0.02	0,24
6. Cloison	/	10	0.90
7. enduit des deux cotés de la cloison	12	0,02	0 ,24
			G = 5.70

Tableau II. 2: charges revenant au plancher étage courant

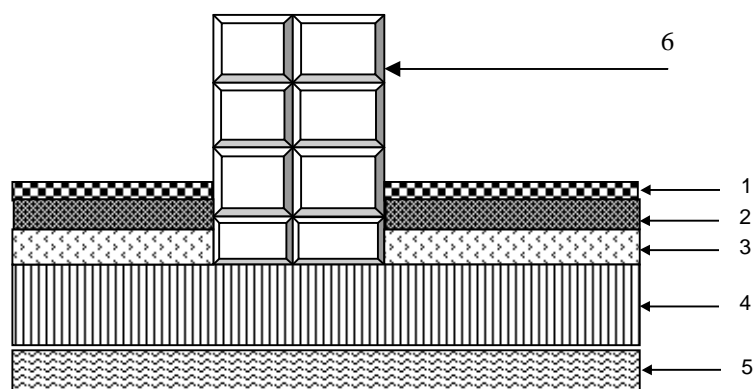


Figure II.5 : coupe verticale du plancher étage courant

• **Maçonnerie :**

Notre structure comporte deux types de murs en maçonnerie :

Murs extérieurs :

Éléments	Poids volumique g [KN/ m ²]	Épaisseur [cm]	Charge [KN/m ²]
1. mortier de ciment	18.00	0.02	0,36
2. Briques creuses (inter)	9.00	0.10	0,90
3. Lambe d'air	/	5	/
4. Briques creuses (exter)	9.00	0.10	0,9
5. Enduit de plâtre	12.00	0.02	0,24
			G = 2.24

Tableau II. 3: charges revenant aux murs extérieurs

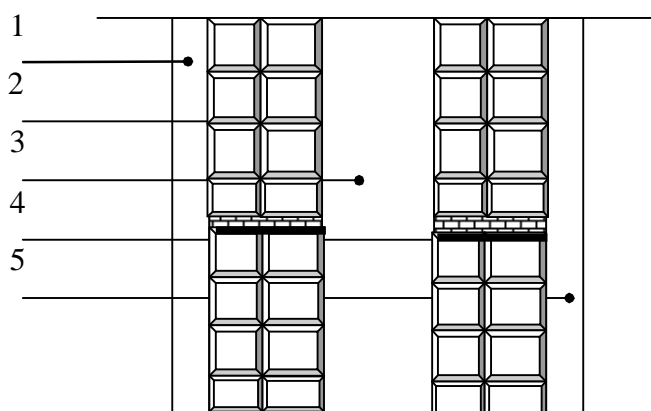


Figure II. 6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Murs intérieurs :

Éléments	Poids volumique g [KN/ m ²]	Épaisseur [cm]	Charge [KN/m ²]
1. Enduit de plâtre	12.00	0.02	0,24
2. Briques creuses	9.00	0.10	0,90
3. Enduit de plâtre	12.00	0.02	0,24
			G = 1,38

Tableau II. 4: charges revenant aux murs intérieurs

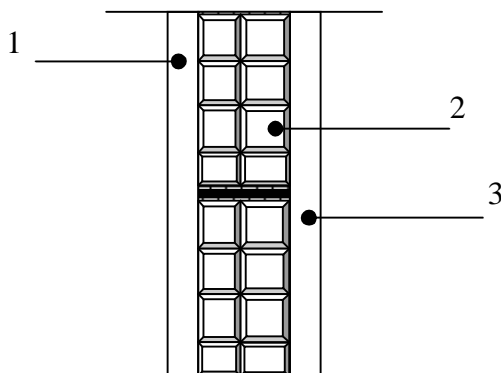


Figure II. 7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

✓ **Surcharges d'exploitations** : elles sont résumées dans le tableau ci-après.

Eléments	Surcharges [KN/m ²]
Plancher Terrasse inaccessible	1.1
Plancher étage Courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II. 5: Surcharges d'exploitations

c) **Poids propre des éléments :**

- **Poutres principales :**

$$G = (4,05 - 0,25) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 11,4 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = (2,925 - 0,3) \times 0,25 \times 0,3 \times 25 = 4,92 \text{ KN}$$

- **Poids total** $P = P_{PP} + P_{PS}$

$$P = 11,4 + 4,92 = 16,32 \text{ KN}$$

- **Plancher "terrasse inaccessible" :**

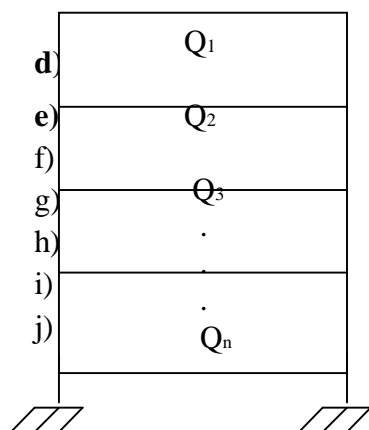
$$P_{PT} = 9,975 \times 5,42 = 54,06 \text{ KN}$$

- **Plancher courant :**

$$P_{PC} = 9,975 \times 5,70 = 56,86 \text{ KN}$$

d) Loi de dégression des charges : Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.



$$Q_0 = Q_{PT} = 11,85 \text{ KN} ,$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = Q_{PC} = 17,78 \text{ KN} .$$

$$Q_{PRDC} = 47,4 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 10 : } \sum_0 = Q_0 = 11,85 \text{ KN}.$$

$$\text{Niv 09 : } \sum_1 = Q_0 + Q_1 = 11,85 + 17,78 = 29,63 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 08 : } \sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,85 + 0,95(2 \times 17,78) = 45,63 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 07 : } \sum_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,85 + 0,9(3 \times 17,78) = 59,86 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 06 : } \sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,85 + 0,85(4 \times 17,78) = 72,3 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 05 : } \sum_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,85 + 0,8(5 \times 17,78) = 82,97 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 04 : } \sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,85 + 0,75(6 \times 17,78) = 91,86 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 03 : } \sum_7 = Q_0 + 0,72(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,85 + 0,72(7 \times 17,78) = 100,22 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 02 : } \sum_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,85 + 0,69(8 \times 17,78) = 110 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 01 : } \sum_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,85 + 0,67(8 \times 17,78 + 47,4) = 138,9 \text{ KN}$$

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée	Section adoptée
8	54,06	16,32	0	70,38	70,38	11,85	11,85	82,23	54,82	<u>30x30</u>
7	56,86	16,32	4,81	77,99	148,37	17,78	29,63	178	118,67	<u>30x30</u>
6	56,86	16,32	4,81	77,99	226,36	17,78	47,41	273,77	182,51	<u>30x30</u>
5	56,86	16,32	4,81	77,99	304,35	17,78	65,19	369,54	246,36	<u>35x35</u>
4	56,86	16,32	4,81	77,99	382,34	17,78	82,97	465,31	310,2	<u>35x35</u>
3	56,86	16,32	4,81	77,99	460,33	17,78	100,75	561,08	374,05	<u>35x35</u>
2	56,86	16,32	4,81	77,99	538,32	17,78	118,53	656,85	437,9	<u>40x40</u>
1	56,86	16,32	4,81	77,99	616,31	17,78	136,31	752,62	501,75	<u>40x40</u>
RDC	56,86	16,32	6,38	77,99	694,3	47,4	183,71	878,01	585,34	<u>40x40</u>

Tableau II. 6:Récapitulatif de la descente de charges

Les sections adoptées sont les suivantes :

(40x40) : pour le RDC et l'étage 1 et 2.

(35x35) : pour les étages 3,4 et 5.

(30x30) : pour les étages 6,7 et 8.

✓ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

Le RPA exige pour un bâtiment implanté en zone IIa, les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \\
 \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \\
 1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots
 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des poteaux au flambement :

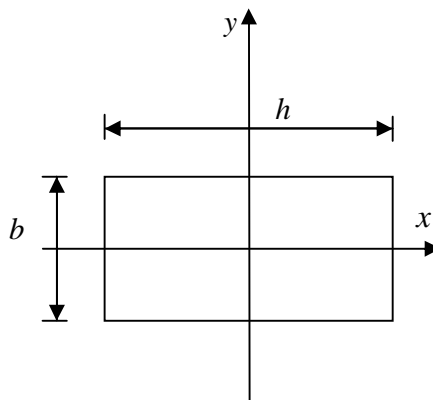
Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élançement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.



i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

Donc :

Poteau (30x30) : $l_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 23,36$

Poteau (35x35) : $l_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 20,02$

Poteau (40x40) : $l_0 = 2,86$ m $\implies \lambda = 17,52$

Poteau (40x40) : $l_0 = 3,88$ m $\implies \lambda = 23,76$

Conclusion : La condition de flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II.1.4 Voiles :

Les voiles sont les éléments rigides en béton armé destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales, d’autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA99 (addenda 2003), Art7.7.1 ; sont considérés comme voile les éléments satisfaisants la condition suivante : **$L \geq 4a$** .

Avec :

a : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

L’épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités des voiles, avec un minimum de **15cm**.

$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20) = h_e/20$.

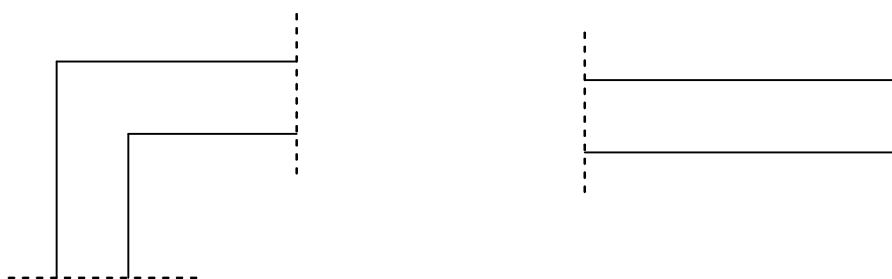


Figure II-8 Différentes coupes des voiles

$a \geq h_e/22$

$a \geq h_e/20$

Avec :

$h_e = h_{e\max} =$ hauteur du RDC = 3,88m.

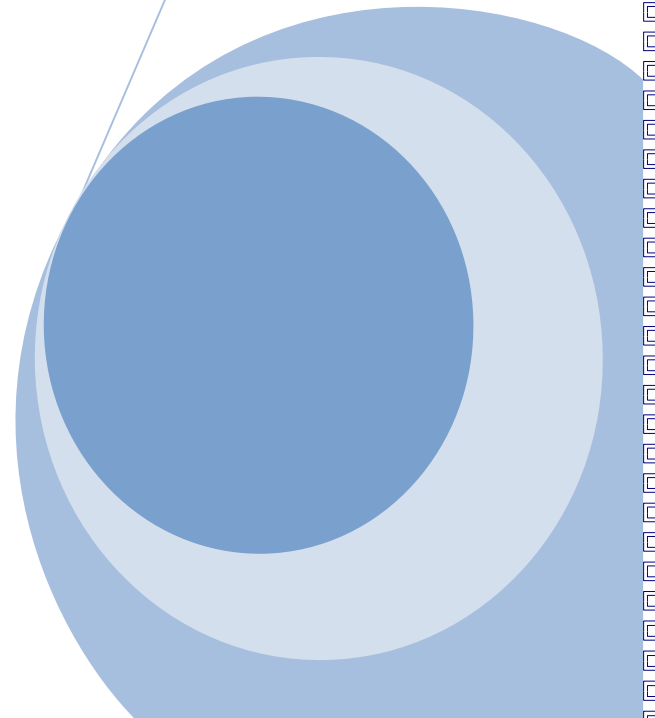
$a \geq 388/20 = 19,4$ cm on prend : $a = 20$ cm.

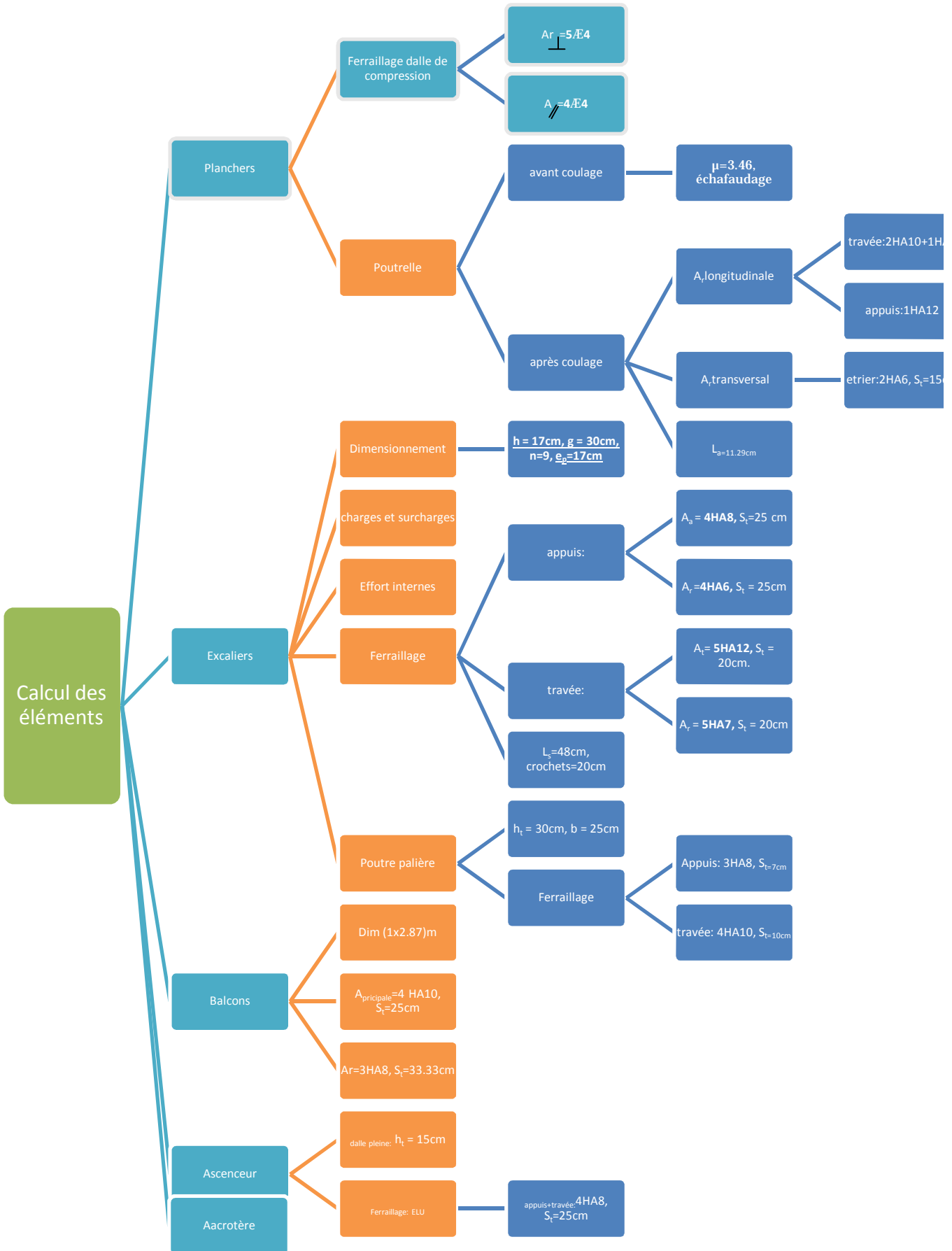
$L = 3,6m \geq 4 \times 0,20 = 0,8m$ condition vérifié.



CHAPITRE III

Calculs des éléments





INTRODUCTION

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers et les éléments secondaires.

III.1) LES PLANCHERS :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

III.1.1 Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TS 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa. le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article (B.6.8,423) du BAEL 91 :

- 20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm (3pm) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci-après, et cela pour une longueur $50 \leq l_x \leq 80$ cm

Où : l_x est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm

La section d'armatures \perp aux poutrelles est :

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

La section d'armatures // aux poutrelles est :

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

- **Armatures \perp :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : **5Æ4= 0.63 cm² ;** avec un espacement **e = 20cm.**

- **Armatures // :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,628 / 2 = 0,314 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4Æ4=0.5 cm² ;** avec un espacement **e = 25cm.**

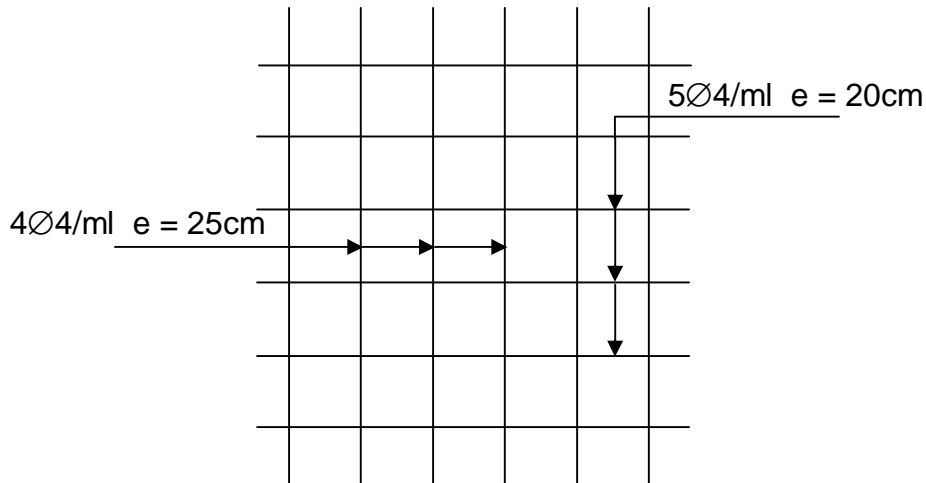


Figure III.1 : Schéma du treillis soudé.

III.1.2 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

a) Avant coulage : Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure 3.2). Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la sur charge due l'ouvrier. La section est de géométrie 4x12cm².

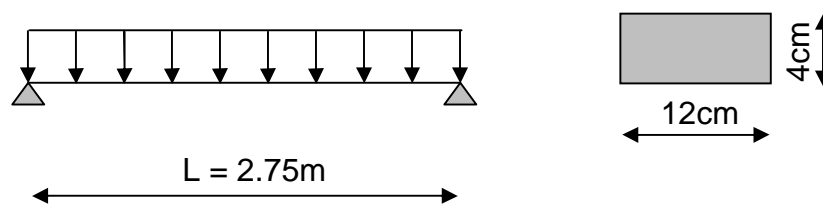


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle.

▼ Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

$$G \begin{cases} \text{poids propre de la poutrelle:} & 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml} \\ \text{poids du corps creux:} & 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

▼ Calcul à l'ELU :

- Combinaisons de charges :

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

$$= 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 2,75^2}{8} = 2,36 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 2,75}{2} = 3,44 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,36 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 3,46 > \mu_1 = 0,392, \text{ la section est doublement armée.}$$

Remarque : Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12×4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles.

b) Après coulage : Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue en T sur plusieurs appuis.

▼ Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle:

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques données par la figure suivante :

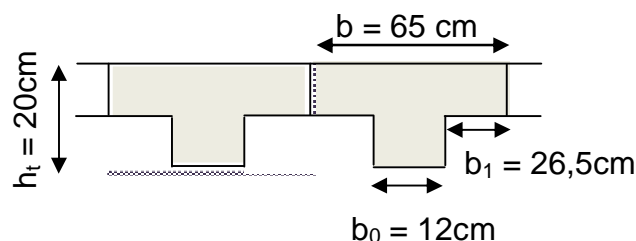


Figure III.3 : section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

▼ Poids du plancher :

• Plancher terrasse :

Charges permanentes: $G = 5,42 \times 0,65 = 3,52 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

Charges permanents $G = 5,70 \times 0,65 = 3,71 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

▼ Combinaison de charges :

• Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,52 + 1,5 \times 0,65 = 5,73 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,52 + 0,65 = 4,17 \text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,71 + 1,5 \times 0,975 = 6,47 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,71 + 0,975 = 4,685 \text{ KN/ml}$

Remarque : On constate que le chargement pour le plancher d'étage courant est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de l'étage courant pour le calcul du ferrailage.

c) Choix de la méthode de calcul :

▼ vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

Hypothèses :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/m}^2\}$$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Vérifications :

On a $Q = 0,975 \text{ KN/m}^2$
 $2G = 2 \times 3,71 = 7,42 \text{ KN/m}^2$ } \implies Condition vérifiée

La fissuration est non préjudiciable \implies Condition vérifiée

Les poutrelles du plancher ont une même inertie dans les différentes travées
 \implies Condition vérifiée

Les portées vérifient $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

On a : (305/280; 280/270; 270/280; 280/305) = (1.09; 1.04; 0.96; 0.92)

$0,8 \leq (1.08 ; 1.04 ; 0.96 ; 0.92) \leq 1,25 \implies$ condition vérifiée

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Application de la méthode forfaitaire :**

$$a = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq a \leq \frac{2}{3}$$

$$a = \frac{0.975}{3.71 + 0.975} = 0,21 \quad 0 \leq 0,21 \leq 0,667 \implies \text{Condition vérifiée}$$

d) **Calcul à l'ELU :**

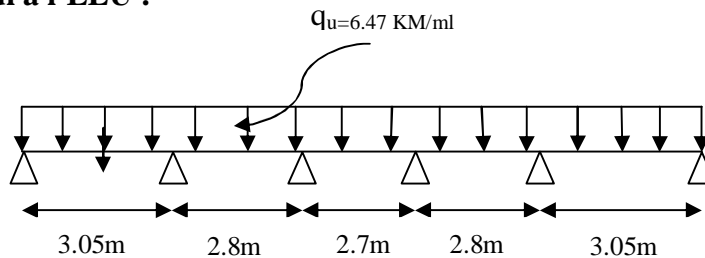


Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle

• **Calcul des moments fléchissant:**

• **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_u l^2_{AB}}{8} = \frac{6.47 \times 3.05^2}{8} = 7.52 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2_{BC}}{8} = \frac{6.47 \times 2.8^2}{8} = 6.34 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2_{CD}}{8} = \frac{6.47 \times 2.7^2}{8} = 5.896 \text{ KNm}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2_{DE}}{8} = \frac{6.47 \times 2.8^2}{8} = 6.34 \text{ KNm}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l^2_{EF}}{8} = \frac{6.47 \times 3.05^2}{8} = 7.52 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments aux appuis :

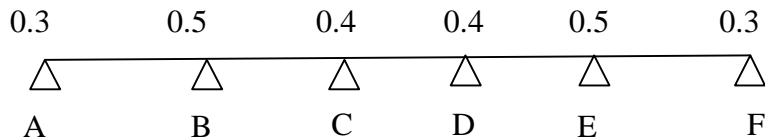


Figure III. 5 : Correction des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.52 = 2.256 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7.52 = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 6.34 = 2.536 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 6.34 = 2.536 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 7.52 = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 7.52 = 2.256 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{2.256 + 3.76}{2} + (1,063)7.52 = 4.986 \text{ KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,632 \times 7.52 = 4.75 \text{ KNm}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4.986 \text{ KNm}$

Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02}; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq -\frac{3.76+2.536}{2} + (1,063)6.34 = 3.59KNm$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,532 \times 6.34 = 3.37KNm$$

On prend : $M_t^{BC} = 3.59 KNm$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{03}; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{CD} \geq -\frac{2.536+2.536}{2} + (1,063)5.896 = 3.73KNm$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,532 \times 5.896 = 3.14KNm$$

On prend $M_t^{CD} = 3.73 KNm$

Remarques:

$$M_t^{DE} = M_t^{BC} = 3.59 KNm$$

$$M_t^{EF} = M_t^{AB} = 4.986 KNm$$

▼ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = 6.47 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.76) - (-2.256)}{3.05} = 9.37KN$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -6.47 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.76) - (-2.256)}{3.05} = -10.36KN$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = 6.47 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-2.536) - (-3.76)}{2.8} = 9.49KN$$

$$T_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = -6.47x \frac{2.8}{2} + \frac{(-2.536) - (-3.76)}{2.8} = -8.62KN$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = 6.47x \frac{2.7}{2} + \frac{(-2.536) - (-2.536)}{2.7} = 8.73KN$$

$$T_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = -6.47x \frac{2.7}{2} + \frac{(-2.536) - (-2.536)}{2.7} = -8.73KN$$

▼ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

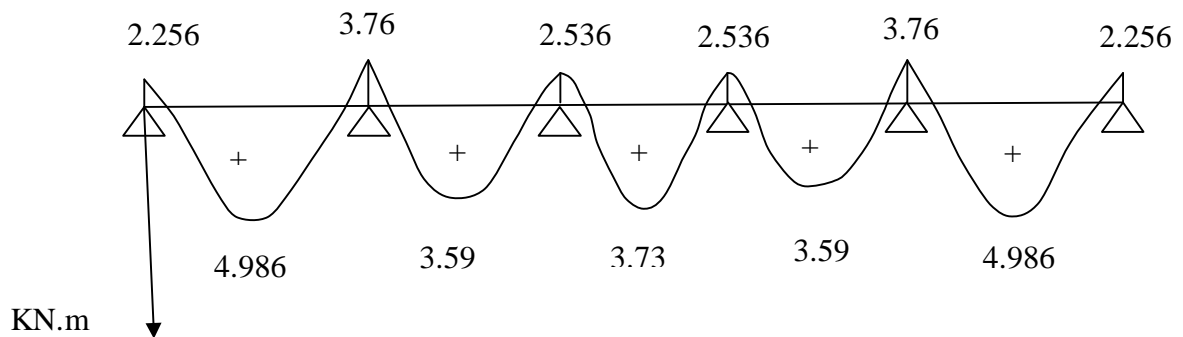


Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

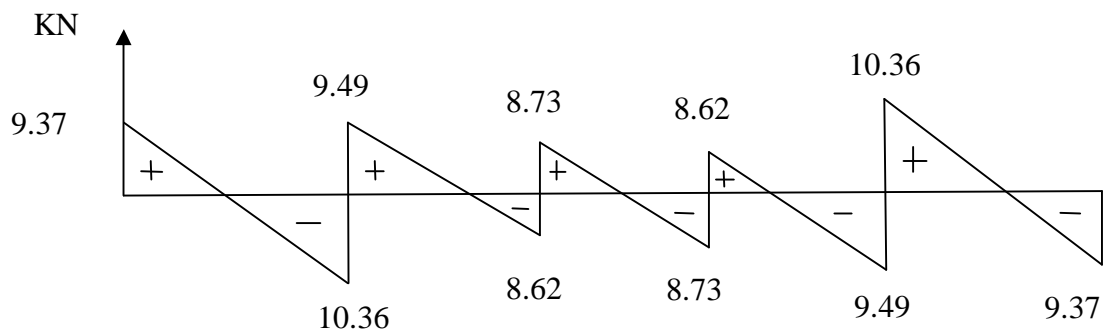


Figure III.7: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN]

▼ **Calcul des armatures :** On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 4.986 \text{ KNm}$, et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 3.76 \text{ KNm}$.

- **Calcul des armatures à ELU :** $h_0 = 4 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

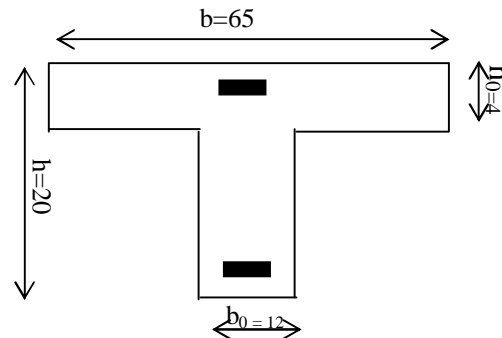


Figure III.8: dimensions de la section en Té

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

- **Armatures longitudinales :**

En travée : Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, on considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 4.986 \text{ KNm}$.

Le moment équilibré par la table de compression M :

$$M = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.072 \text{ KNm} . \quad \mathbf{M = 59.072 \text{ K Nm}}$$

D'où $M_t^{\max} = 4.986 \text{ KNm} < M = 59.072 \text{ KNm}$.

Donc l'axe neutre est dans la table de compression \longrightarrow le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20)

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.986 \cdot 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < m_l = 0,392$$

$m < m_l \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{b d s_s}$$

$$m = 0,016 \Rightarrow b = 0,992$$

$$A_t = \frac{4.986 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$M_a^{\max} = 3.76 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3.76 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,068 < m_t = 0,392$$

$$m = 0,068 \Rightarrow b = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{b d s_s} = \frac{3.76 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA} 12 = 1,13 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :** [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; f_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

f_t : Diamètre des armatures transversales

f_1 : Diamètre des armatures longitudinales

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 0,8; \frac{12}{10} \right\}$$

$$f_t \leq \min \{ 5,71; 8; 12 \} \text{ mm}$$

$$\phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

Soit un étrier : $2\text{HA}6 = 0, 56 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 MPa \Rightarrow \frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} = 1,24 MPa \geq 0.4 MPa \Rightarrow \text{vérifiée}$$

e) Vérifications à l'ELU :

✓ Vérification de non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 cm^2$$

En travée : $A_t = 2.07 cm^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1,13 cm^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée.

✓ Vérification des contraintes tangentielles : [Art A5.1,2/BAEL91 modifié 99]

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{t}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 10.36 KN$$

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{10.36 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,48 MPa$$

$$\tau_u = 0,48 MPa$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 MPa \right\}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 MPa \right\} = \min \{ 3.33; 5 MPa \}$$

$$\bar{t}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,48 MPa < \bar{t}_u = 3,33 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) [Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99] :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} a b_0 \quad \text{Avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 10.36 KN < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,180 \times 0,12 = 129.6 KN \quad (\text{condition vérifiée})$$

Pour l'acier :

$$A_a \geq \frac{g_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}) \Rightarrow 1.13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (10.36 + \frac{3.76}{0,9 \times 0.18}) = 0.97$$

⇒ Condition vérifiée.

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes

▼ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :** La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = \gamma f_{cj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec :

$\gamma = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{10.36 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \times (2 \times 10 + 8) \times 3,14} = 0.73 MPa$$

$t_{se} \leq \bar{t}_{se} \rightarrow$ Condition vérifiée

▼ **Calcul de l'ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_{sc}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.22 \text{ cm}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

$$\bar{t}_{sc} = 0,6 \gamma^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm.}$$

f) **Calcul à l'ELS:**

▼ **Moment isostatique à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.71 + 0.975 = 4.685 \text{ KN/ml}$$

$$a = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.71+0.975} = 0,21$$

$$M_{01} = \frac{q_s l^2_{AB}}{8} = \frac{4.685 \times 3.05^2}{8} = 5.45 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = \frac{q_s l^2_{BC}}{8} = \frac{4.685 \times 2.8^2}{8} = 4.59 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = \frac{q_s l^2_{CD}}{8} = \frac{4.685 \times 2.7^2}{8} = 4.27 \text{ KNm}$$

$$M_{04} = \frac{q_s l^2_{DE}}{8} = \frac{4.685 \times 2.8^2}{8} = 4.59 \text{ KNm}$$

$$M_{05} = \frac{q_s l^2_{EF}}{8} = \frac{4.685 \times 3.05^2}{8} = 5.45 \text{ KNm}$$

▼ Calcul des Moments aux appuis :

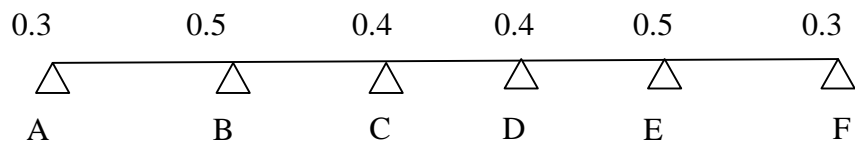


Figure III. 9 : correction des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 5.45 = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 5.45 = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 4.59 = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 4.59 = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 5.45 = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 5.45 = 1.64 \text{ KN.m}$$

▼ Moments fléchissant en travées :

- Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3a) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{1.64 + 2.73}{2} + (1,063) \times 5.45 = 3.6 \text{ KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_{01} = 0,632 \times 5,45 = 3,44 \text{ KNm}$$

On prend $M_t^{AB} = 3,44 \text{ KNm}$

- **Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)**

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02}; (1+0,3a) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq -\frac{2,73+1,84}{2} + (1,063)4,59 = 2,59 \text{ KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{02} = 0,532 \times 4,59 = 2,44 \text{ KNm}$$

On prend $M_t^{BC} = 2,44 \text{ KNm}$

- **Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)**

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{03}; (1+0,3a) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,063 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{CD} \geq -\frac{1,84+1,84}{2} + (1,063)4,27 = 2,7 \text{ KNm}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{03} = 0,532 \times 4,27 = 2,27 \text{ KNm}$$

On prend $M_t^{CD} = 2,7 \text{ KNm}$

Remarques:

$$M_t^{DE} = M_t^{BC} = 2,44 \text{ KNm}$$

$$M_t^{EF} = M_t^{AB} = 3,44 \text{ KNm}$$

▼ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = q_s \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = 4,986 \times \frac{3,05}{2} + \frac{(-2,73) - (-1,64)}{3,05} = 7,25 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_s \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -4.986x \frac{3.05}{2} + \frac{(-2.73) - (-1.64)}{3.05} = -7.96KN$$

Travée BC :

$$T_B = q_s \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = 4.986x \frac{2.8}{2} + \frac{(-1.84) - (-2.73)}{2.8} = 7.3KN$$

$$T_C = -q_s \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = -4.986x \frac{2.8}{2} + \frac{(-1.84) - (-2.73)}{2.8} = -6.67KN$$

Travée CD :

$$T_C = q_s \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = 4.986x \frac{2.7}{2} + \frac{(-1.84) - (-1.84)}{2.7} = 6.73KN$$

$$T_D = -q_s \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = -4.986x \frac{2.7}{2} + \frac{(-1.84) - (-1.84)}{2.7} = -6.73KN$$

▼ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

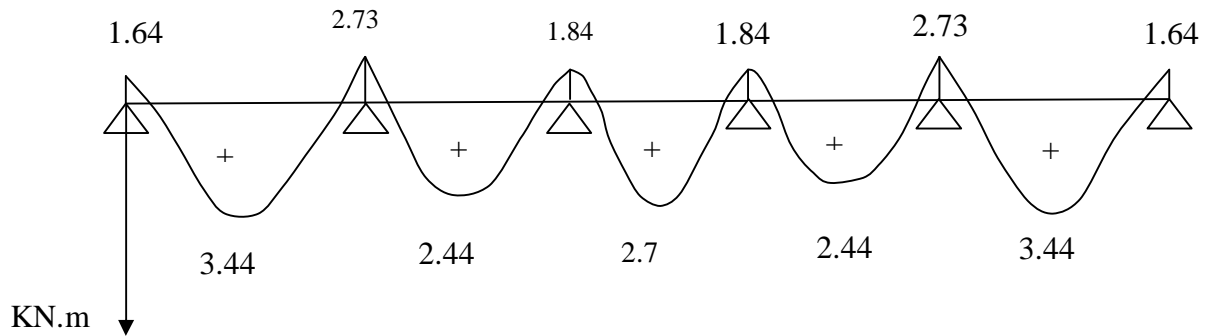


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

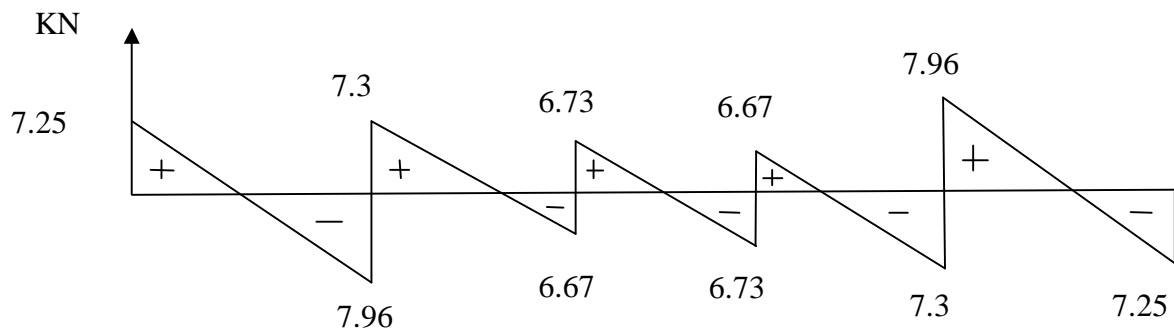


Figure III. 11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN]

▼ **Vérification à l'ELS** : Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;

- Etat limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de résistance de béton à la compression :** (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) : La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$r_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.07}{12 \times 18} = 0,958 \implies K_1 = 21.50 \text{ et } \beta_1 = 0,903$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1dA_s} = \frac{5.31 \times 10^3}{0,903 \times 18 \times 2.07} = 157.82 \text{ MPa} \implies s_s < \bar{s}_s = 348 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{157.82}{21.50} = 7.34 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **Etat limite de d'ouvertures de fissures :** La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation :** Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{15M_0} \\ \frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;
 b₀ : largeur de la nervure ;
 d : hauteur utile de la section droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{305} = 0,066 \text{ f } \frac{1}{16} = 0,063 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{20}{305} = 0,066 \text{ f } \frac{3,44}{15 \times 5,45} = 0,042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,07}{12 \times 18} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

⇒ Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- Aux appuis : 1HA12.
- Aux travées : 2HA10+1HA8

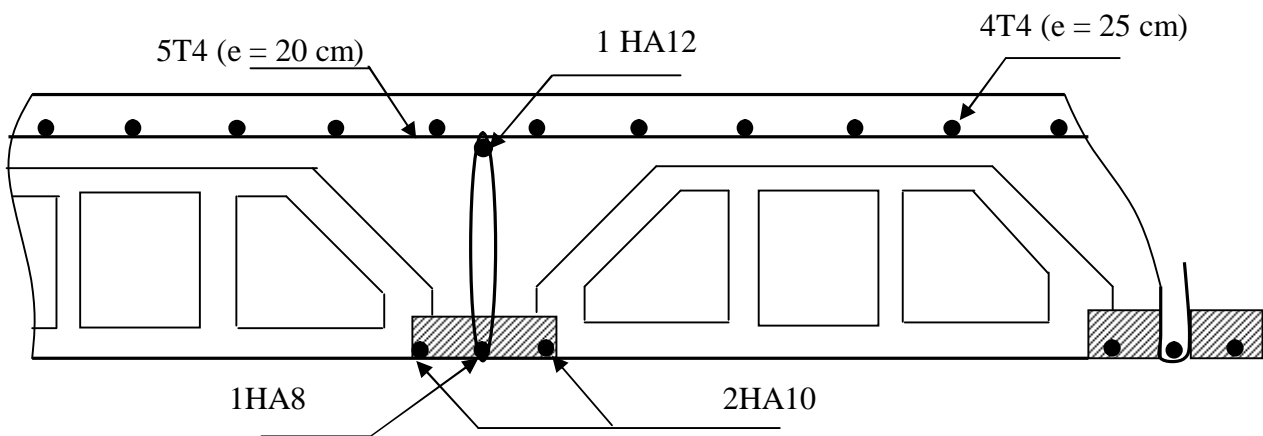


Figure III. 12 : Plan de ferrailage du plancher

III.2) LES ESCALIERS :

III.2.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers, et des escaliers à deux volées.

III.2.2 Terminologie:

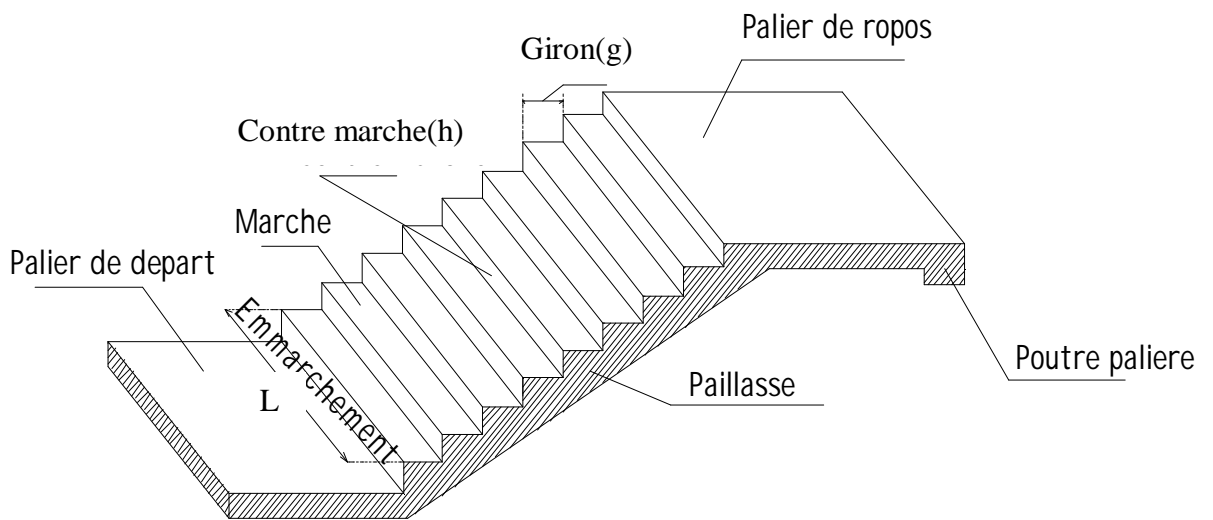


Figure III. 13 : Schéma représentatif des escaliers

III.2.3 Dimensionnement de l'escalier de l'étage :

a) Schéma statique :

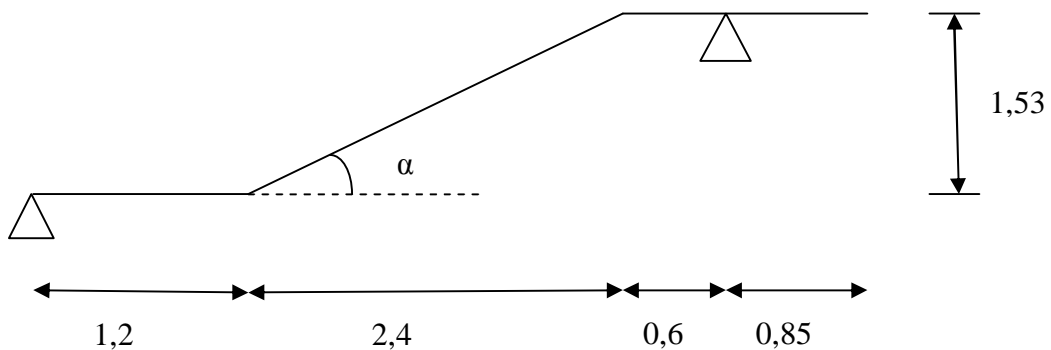


Figure III. 14 : Coupe verticale de la volée

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL cité ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable :

60 m ≤ g + 2 h ≤ 64 cm.

b) Hauteur de la contre marche :

14cm ≤ h ≤ 18cm

On prend : **h = 17cm**

D'après la loi de BLONDEL : 26cm ≤ g ≤ 30 cm.

On prend : **g = 30cm**

c) Détermination du nombre de contre marches et de marches :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \rightarrow n=9$ **contre marches.**

D'où le nombre de marches : m=n-1= **8 marches**

d) Détermination de l'épaisseur de la paillasse : D'après le BAEL91, l'épaisseur de la paillasse sera comme suite :

$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

Avec : L' : longueur totale entre nus d'appuis

$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$

Donc : $L' = 1,2 + \frac{2.4}{\cos 32.52} + 0,6 = 4,65 \text{ m.}$

$465 / 30 \leq e_p \leq 465 / 20 \rightarrow 15,5 \leq e_p \leq 23,24$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : **e_p=17cm.**

III.2.4 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale de la volée.

a) La volée :

- Poids des marches (r = 25KN/m³).....25x1x 0,17 /2 = 2.125 KN /m.
- Poids de la paillasse (r = 25KN/m³)..... $\frac{1}{\cos 32.52} \times 0.17 \times 25 = 5.04 \text{ KN/m.}$
- Lit de sable (r =18KN/m³ ; e=0,02).....18x1x 0,02 = 0,36 KN/m
- Mortier de pose (r =20KN/m³ ; e=0,02)20x1x 0, 02 = 0,4 KN/m
- Carrelage (1cm; r =20KN/m³) 22x0,02x1 =0,44 KN/m
- Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m

$G=8.565 \text{ KN/m}$

b) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}$
 - poids total du revêtement..... $= 1,2 \text{ KN/m}$
- $G=5.45 \text{ KN/m}$

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR et elle est la même pour la volée et le palier : **Q = 2,5 kN / m**

c) Charge revenant au mur :

$2.24 (3.06 - 0.17) = 6.47 \text{ KN/m}$

d) Combinaisons de charges :

✓ **A l'état limite ultime :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

§ **Palier:** $q_u^p = (1.35 \times 5,45 + 1.5 \times 2.50) = 11.11 \text{ KN/ml}$

§ **Volée:** $q_u^v = (1.35 \times 8.565 + 1.5 \times 2.50) = 15.31 \text{ KN/ml}$

§ **Mur:** $P_u = 1.35 \times 6.47 = 8.74 \text{ KN/ml}$

✓ **A l'état limite de service :**

§ **Palier:** $q_s^p = 5,45 + 2.50 = 7.95 \text{ KN/ml}$

§ **Volée:** $q_s^v = 8.565 + 2.50 = 11.065 \text{ KN/ml}$

§ **Mur :** $P_s = 6.47 \text{ KN/ml}$

III.2.5 Calcul des efforts internes :

A) A l'ELU :

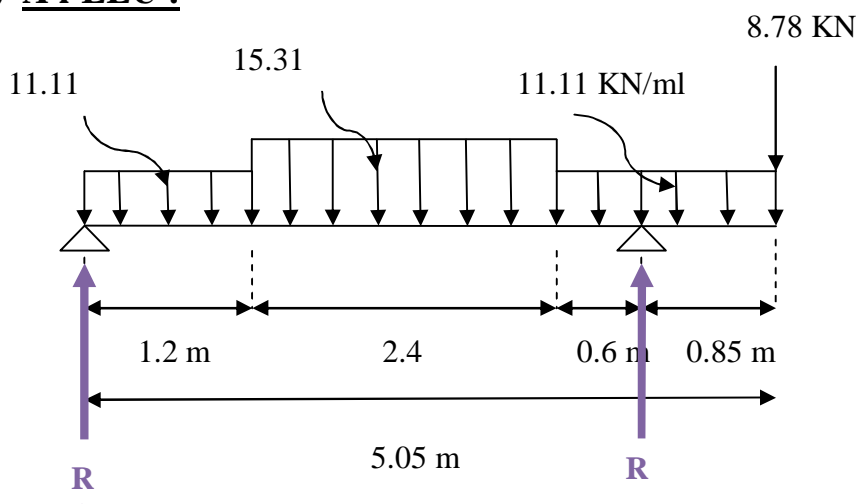


Figure III. 15 : Schéma statique de calcul à l'ELU

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\sum M/A = 0 \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{R_A = 24.93 KN} \\ \mathbf{R_B = 50 KN} \end{array} \right.$$

b) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

▼ Les efforts tranchants:

0 ≤ x ≤ 1.2 m :

$$T(x) + 24.93 - 11.11X = 0$$

$$T(x) = 11.11X - 24.93$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad \longrightarrow \quad T(0) = -24.93\text{KN} \\ \text{Pour } x = 1.2 \quad \longrightarrow \quad T(1.2) = -11.598 \text{ KN} \end{array} \right.$$

1.2 m ≤ x ≤ 3.6 m :

$$T(x) = -11.598 + 15.31 (x-1.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.2 \quad \longrightarrow \quad T(1.2) = -11.598 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.6 \quad \longrightarrow \quad T(3.6) = 25.844\text{KN} \end{array} \right.$$

3.6 m ≤ x ≤ 4.2 m :

$$T(x) = 25.146 + 11.11 (x-3.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 3.6 \quad \longrightarrow \quad T(3.6) = 25.146 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4.2 \quad \longrightarrow \quad T(4.2) = 31.81\text{KN} \end{array} \right.$$

0 m ≤ x ≤ 0.85 m :

$$T(x) = -11.11 x - 8.74$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad \longrightarrow \quad T(0) = -8.74 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.85 \quad \longrightarrow \quad T(0.85) = -18.18\text{KN} \end{array} \right.$$

▼ Les moments fléchissant:

0 ≤ X ≤ 1.2m :

$$M(x) = 24.93x - 11.11 x (x/2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad \longrightarrow \quad M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 1.2 \quad \longrightarrow \quad M(1.2) = 21.92 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

1.2 ≤ x ≤ 3.6m :

$$M(x) = 24.93x - (11.11 * 1.2)(x - 0.6) - \left(\frac{15.65}{2}\right) (x - 1.2)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1.2 \longrightarrow M(1.2) = 21.92 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 3.6 \longrightarrow M(3.6) = 5.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.6 ≤ x ≤ 4.2m :

$$M(x) = 24.93x - (11.11 * 1.2)(x - 0.6) - (15.31 * 2.4)(x - 2.4) - 11.11(x - 3.6)(x - 3.9)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3.6 \longrightarrow M(3.6) = 5.66 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 4.2 \longrightarrow M(4.2) = -11.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

0 ≤ x ≤ 0.85m :

$$M(x) = (-11.11x^2)/2 - 8.74x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 0.85 \longrightarrow M(0.85) = -11.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est donnée par $\frac{\partial M}{\partial x} = 0$

$$T(x) + 11.598 - 15.31(X - 1.2) = 0 \Rightarrow x = 1.96\text{m.}$$

$$M_{U_{\max}} = M(1.96) = 26.31 \text{ KN.m.}$$

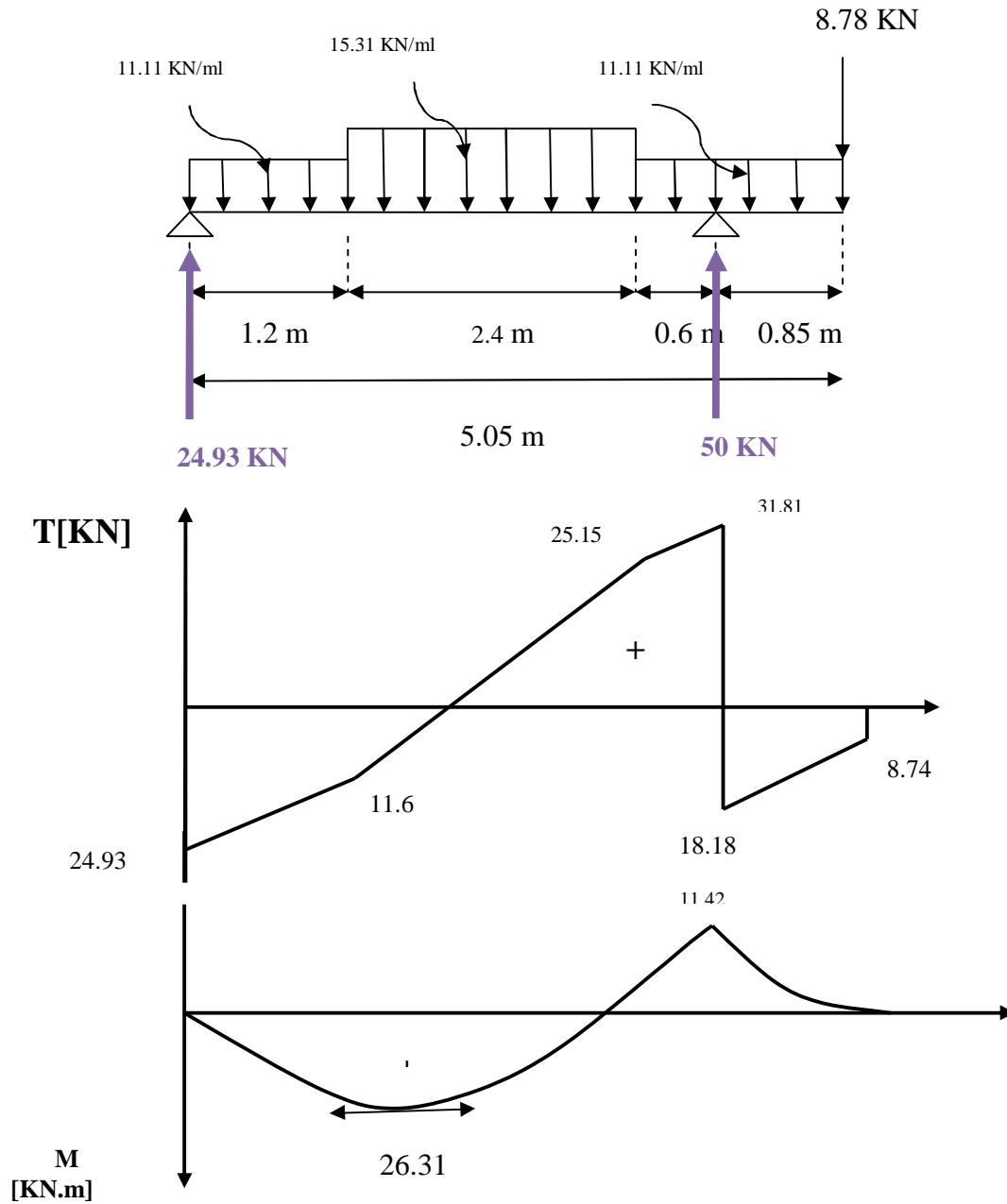
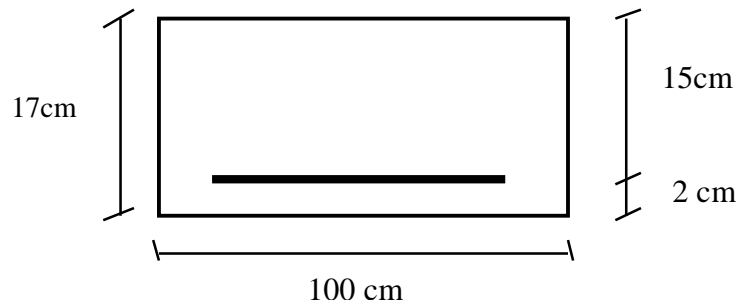


Figure III. 16 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

III.2.6 Calcul des armatures :

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur et de 17 cm d'épaisseur.

a) Armatures principales :



▼ **Armatures aux appuis :**

$$m_b = \frac{M_U^{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.60 \times 10^5}{100 \times 15^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0247$$

$m_b < m_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$m_b = 0,0247 \Rightarrow B = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_u^{app}}{b \cdot d \cdot s_{st}} = \frac{7.89 \times 10^5}{0.988 \times 15 \times 348 \times 10^2} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▼ **Armatures En travée :**

$$m_b = \frac{M_U^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22.36 \times 10^5}{100 \times 15^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,07.$$

$m_b < m_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A).

$$m_b = 0,07 \Rightarrow b = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_U^t}{b \cdot d \cdot s_{st}} = \frac{22.36 \times 10^5}{0,964 \times 15 \times 348 \times 10^2} = 4,44 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \text{ (RPA 99 modifié 2003).}$$

▼ **Aux appuis:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5\text{cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

▼ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

c) **Vérifications à l'ELU :**

▼ **Condition de non fragilité : [Art : A-4-2,1/BAEL91]**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

Nous avons :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1 / 400 = 1.81\text{cm}^2$$

$$A_t = 5.65\text{cm}^2 \rangle A_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_a^A = 2.01\text{cm}^2 \rangle A_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

▼ **Espacement des barres : [Art : A-8-2-4 ;2 /BAEL91]** : L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales :**

$$S_t = (25, 20) \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Armatures de repartition:**

$$S_t = (25, 20) \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

▼ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art:A6-1,3/ BAEL91]**

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se}$$

$$t_{se} = \frac{V_U^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

y_s : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \times p \times f = 5 \times 3,14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$t_{se} = \frac{31.81 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.25 \text{MPa} < 3,15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ Vérification de l'effort tranchant : [Art : A-5-11] :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

$$t_u = \frac{V_u}{bd}$$

L'élément est couvert par conséquent, la fissuration est peu nuisible (**Art : B.6.3/BAEL91**).

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,20}{g_b} f_{c28}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

Avec :

$$V_u = 31.81 \text{ KN} \quad (V_u : \text{Effort tranchant max})$$

$$t_u = \frac{31.81 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.21 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ Influence sur les aciers : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e}$$

$$a = 0.9d = 0.9(15) = 13.5 \text{cm}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui

$$\frac{1.15}{400} \times \left(31.81 \times 10^3 + \frac{-7.89 \times 10^6}{135} \right) = -0.77 \text{cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{cm}^2 \geq -0.77 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▼ **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{Max} \geq V_u$$

$$V_u^{Max} = \frac{0.4x f_{c28} x a x b}{g_b} \quad ; \quad a = 0.9 \times d$$

$$V_u^{Max} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 150 \times 1000}{1.5} = 900 \text{KN} > 31.81 \text{KN} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) **Calcul de la longueur d'encrage :**

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 t_s}, \text{ avec } t_s = 0,6 y_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 4233 \text{cm}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, il faut donc prévoir un ancrage avec des crochets, dont la longueur est fixée forfaitairement à :
 $0,4L_s = 0.4 \times 48 = 19.20 \text{cm}$; soit 20cm.

B) A l'ELS:

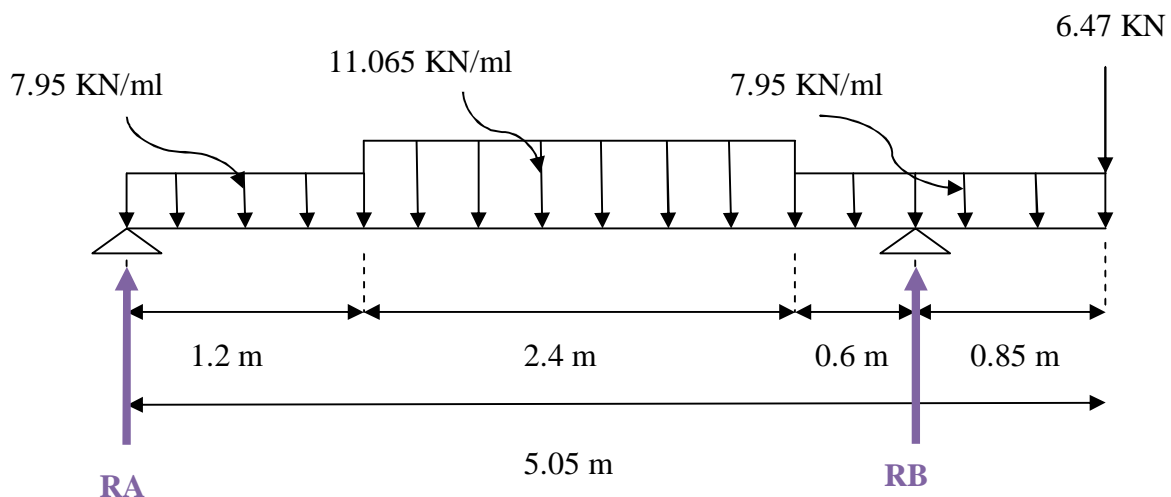


Figure III.17 : Schémas statique de calcul à l'ELS

a) **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :** Les différentes étapes de calcul pour l'état limite de service s'effectueront comme précédemment (à l'ELU). Les résultats sont directement donnés ci-dessous. Puis les diagrammes des efforts internes sont schématisés sur la figures III.19 et III.20.

$$R_A = 17.90 \text{ KN} ; \quad R_B = 36.19 \text{ KN}$$

$$M_S^{\max} = M(1.93) = 18.91 \text{ KN.m}$$

$$T_S^{\max} = 22.97 \text{ KN}$$

$$M_S^t = 0,85 M_S^{\max} = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$M_S^A = -0,3 M_S^{\max} = -5.673 \text{ KN.m}$$

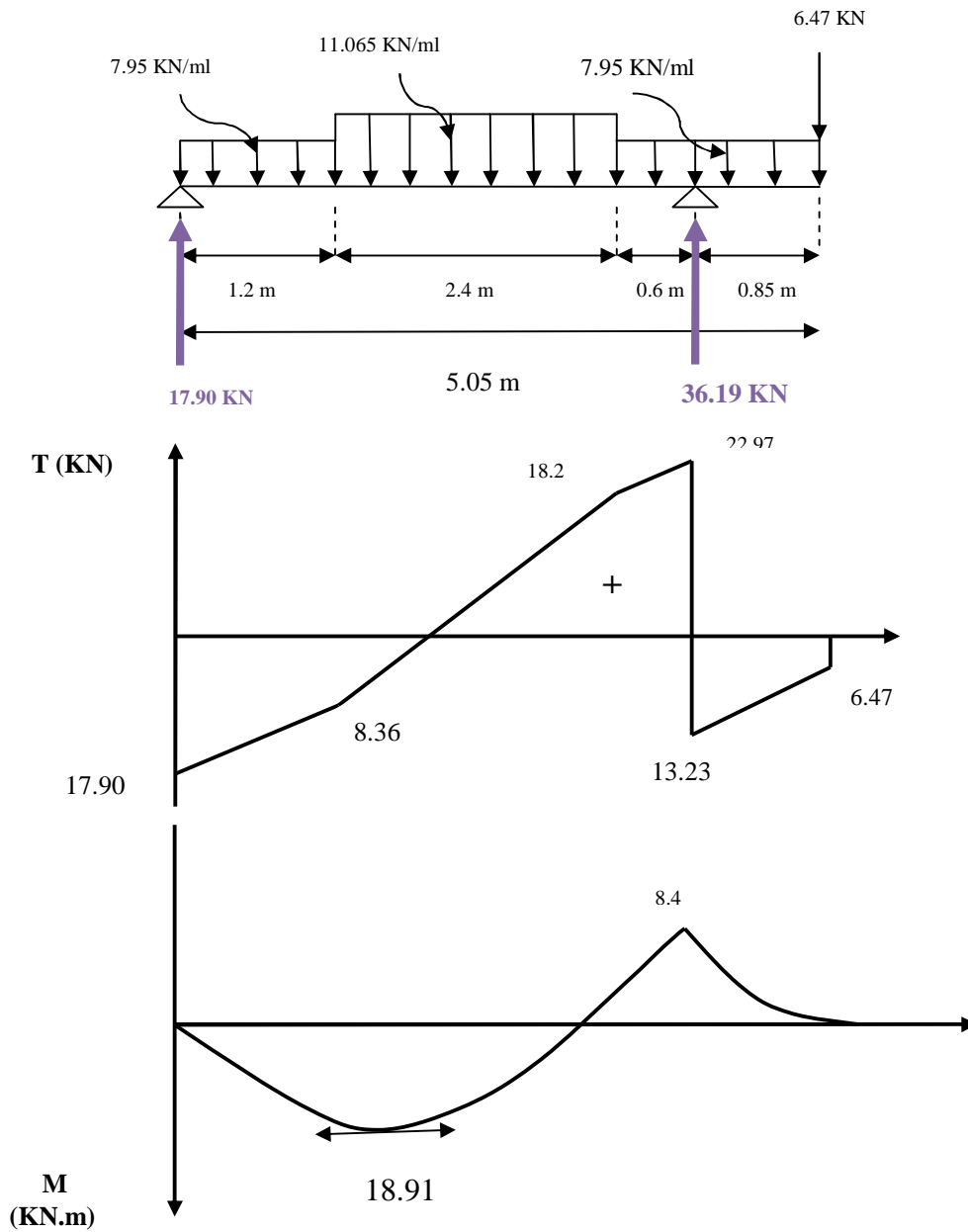


Figure III. 18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

b) Vérifications à l'ELS :

▼ **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers** : La fissuration étant peu nuisible, alors on vérifie :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• **En travée :**

La contrainte dans l'acier :

$$s_s \leq \bar{s}_s$$

Avec :

$$\bar{s}_s = \frac{fe}{g_s}$$

$$s_s = \frac{M_{ts}}{b_1 d A_t}$$

$$r_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 37.63 \\ b_1 = 0.905 \end{cases}$$

M_{ts} : moment en travée calculé à l'ELS.

$$s_s = \frac{M_{ts}}{b_1 d A_t} = \frac{16.07 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 565} = 209.57MPa < \bar{s}_s = \frac{fe}{g_s} = 348MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

La contrainte dans le béton

$$s_b = k s_s$$

$$k = \frac{1}{K_1} = 0.027$$

$$s_b = 0.027 \times 209.57 = 5.66MPa$$

$$\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$s_b \leq \bar{s}_{bc} \rightarrow \text{vérifie}$$

• **Sur appuis :**

La contrainte dans l'acier

$$s_s \leq \bar{s}_s$$

$$\bar{s}_s = \frac{fe}{g_s}$$

$$s_s = \frac{M_{as}}{b_1 d A_a}$$

$$r_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 15} = 0.134 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 66.67 \\ b_1 = 0.940 \end{cases}$$

M_{as} : moment en appuis calculé à l'ELS.

$$s_s = \frac{M_{as}}{b_1 d A_a} = \frac{5.673 \times 10^6}{0.940 \times 150 \times 201} = 200.17 \text{ MPa} < \bar{s}_s = \frac{fe}{g_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

La contrainte dans le béton

$$s_b = k s_s$$

$$s_b = 0.015 \times 200.17 = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{s}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$s_b \leq \bar{s}_{bc} \rightarrow \text{vérifié}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

d) Vérification de la flèche : On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{420} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062 \iff \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.08$$

$$\frac{A_1}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q L^4}{348 E_V I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 420 / 500 = 0.84 \text{ cm}$$

Avec : E_V : module de déformation différé.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Avec : I : moment d'inertie de la section

homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I_{JV} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_A)^2$$

$$V_1 = \frac{bh^2 / 2 + 15 d A_t}{bh + 15 A_t}$$

$$V_1 = \frac{100(17)^2 / 2 + 15 \cdot 5,65 \cdot 15}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 5,65} = 8,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,81 = 8,19 \text{ cm}$$

$$V_A = V_2 - 2,5 \text{ cm} = 5,69 \text{ cm}$$

$$I_{JV} = \frac{100}{3} [(8,81)^3 + (8,19)^3] + 15 \cdot 5,65 (5,69)^2 = 43848,91 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 [11,065(4,2)^4]}{384 \cdot 10818,86 \cdot 10^3 \cdot 43848,91 \cdot 10^{-8}} = 10,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{550}{1000} + 0,5 = 1,05 \text{ cm}$$

$$f = 0,01043 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm}$$

→ La condition est vérifiée

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.2.7 : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est encadrée à ces extrémités, dans les deux poteaux de section rectangulaire ($b \times h$) et de portée $L = 2.4 \text{ m}$.

a) Pré-dimensionnement :

▼ **Hauteur :** La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2.4 \text{ m} \Rightarrow \frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10} \quad \text{donc : } 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}$$

Selon le RPA2003, $h_t \geq 30\text{cm}$ \Rightarrow on opte pour $h_t = 30\text{cm}$

v Largeur : La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où: } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ \Rightarrow on opte pour $b = 25\text{cm}$

Donc :

La poutre palière aura pour dimensions :

$$(b, h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

• **Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99) :**

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

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

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \quad \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

b) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ ml}$

Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 31.81\text{KN}$

ELS : $T_s = 22.97 \text{ KN}$

c) Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 1.875 + 31.81$

$q_u = 34.34 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + T_s = 1.875 + 22.97$

$q_s = 24.84 \text{ KN/ml}$

d) Schém 34.34 KN/ml

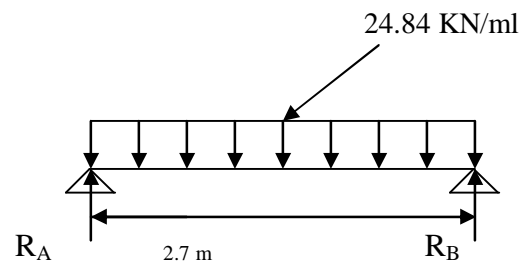
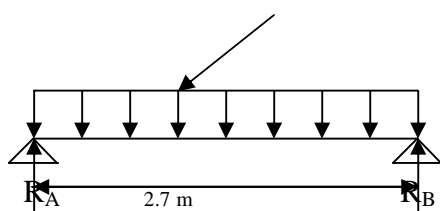


Figure III.19: Schémas statiques de la poutre palière suivant les deux états ; ELU et ELS.

e) Calcul des efforts à L'ELU :

▼ Les réactions d'appuis:

$$R_A + R_B = 92.72 \text{ KN}$$

$$R_A = 46.36 \text{ KN}$$

$$R_B = 46.36 \text{ KN}$$

▼ Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{34.34 \times 2.7^2}{8} = 31.29 \text{ KN.m}$$

▼ Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{34.34 \times 2.7}{2} = 46.36 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

§ Aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_u^{max} = -0.3 \times 31.29 = -9.38 \text{ KN.m}$$

§ En travée :

$$M_t = 0.85 M_u^{max} = 0.85 \times 31.29 = 26.6 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

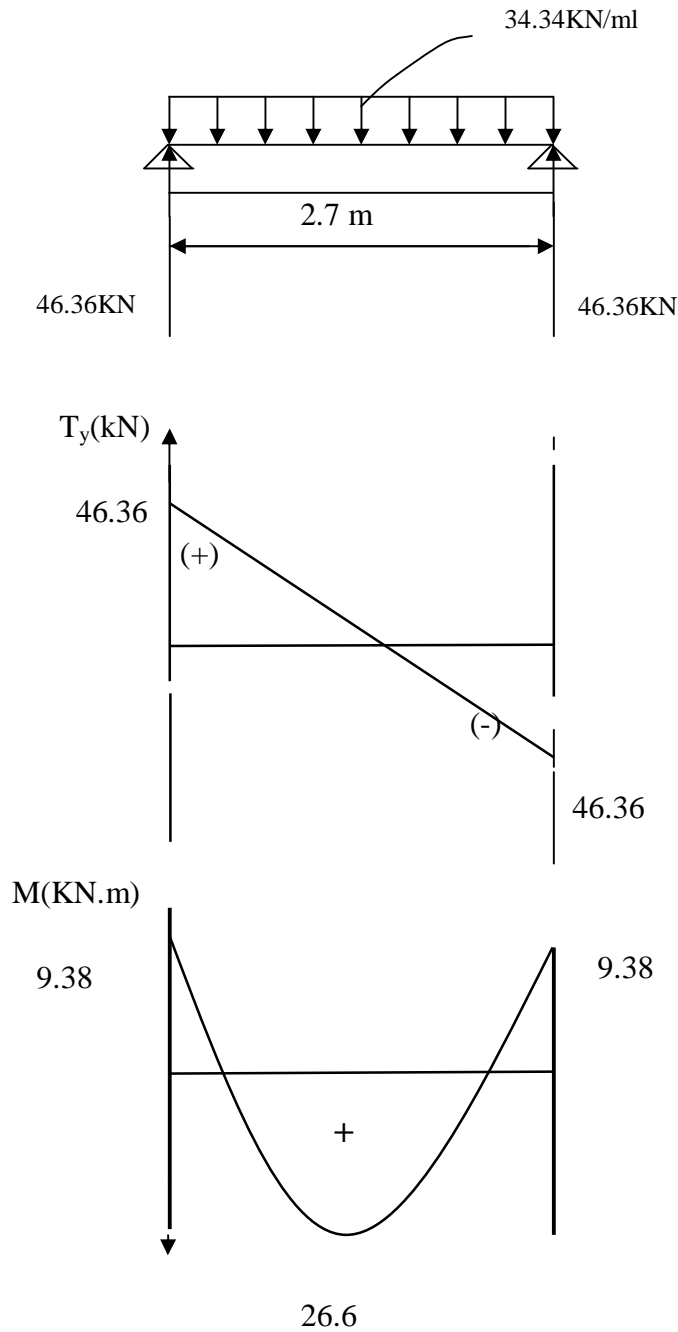


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

f) Ferrailage :

▼ Calcul des armatures :

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{9.38 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{P Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.026 \quad \text{P} \quad \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.38 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{26.6 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.102$$

$$\mu_b = 0.102 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{P Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.102 \quad \text{P} \quad \beta = 0.946$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.6 \times 10^3}{0.946 \times 27 \times 348} = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

g) Vérification à l'ELU :

▼ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} & \text{P condition est vérifiée} \\ A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} & \text{P condition est vérifiée} \end{cases}$$

▼ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91):

Fissuration peu nuisible on doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$T_{\max}^u = 34.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{46.36 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 \times f_{t28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

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

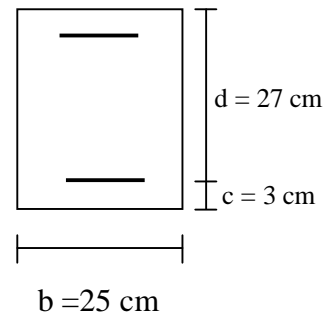


Figure III.21 : coupe verticale de la section de la poutre palière

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau au voisinage des appuis :**

- **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq 1.15 \left[\frac{T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}}{f_e} \right] = 1.15 \left[\frac{46.36 \times 100 - \frac{9.38 \times 10^3}{0.9 \times 27}}{4000} \right] = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.22 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 d \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 27 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 405 \text{ KN}$$

$$T_u = 46.36 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence aux appuis:**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = Y_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}^u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{46.36 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 8} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Les armatures transversales :** Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$f_t \leq \min \left(f_t, \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(12; 25; 8.57) \text{ mm}$$

$$f_t = 8 \text{ mm} < 8.57 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifié}$$

h) Ecartement des barres : D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2), on obtient en:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{ 7.50 \text{ cm}; 9.60 \text{ cm} \} = 7.50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

i) Vérification à L'ELS : On a :

$$q_u^s = 21.02 \text{ KN/m}_1$$

▼ **Moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{max} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{24.84 \times 2.7^2}{8} = 22.63 \text{ KN.m}$$

▼ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{24.84 \times 2.70}{2} = 33.53 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi- encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis :

$$M_a = -0.3M_s^{max} = -0.3 \times 22.63 = - 6.79 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M_u^{max} = 0.85 \times 22.63 = 19.24 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

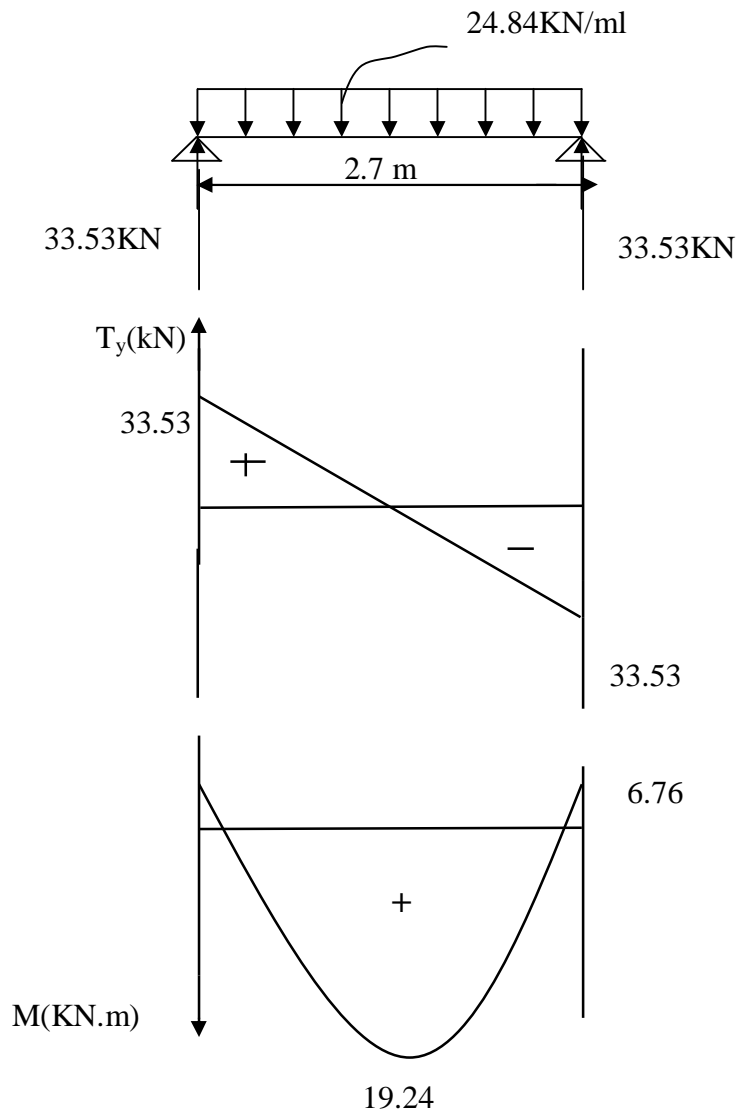


Figure III. 22 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à ELS.

✓ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

- **Etat limite de compression du béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{25 \times 27} = 0.298$$

$$r_1 = 0,298 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,914 \\ K = 43.14 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{6.76 \times 10^6}{0.914 \times 201 \times 270} = 136.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/43.14) \times 136.28 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{25 \times 27} = 0.465$$

$$r_1 = 0,46 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,897 \\ K = 33.54 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{12.86 \times 10^6}{0.897 \times 314 \times 270} = 169.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/33.54) \times 169.1 = 5.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91.Art.6.3) :** La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{240} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{240} = 0.125 > \frac{12.86}{10 \times 15.13} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14 \times 10^2}{250 \times 270} = 0.00465 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de calculer la flèche.

III-4) CALCUL DES BALCONS :

III.4.1 Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{100}{10} = 10\text{cm}$$

On prend une épaisseur $e_p=15\text{cm}$;

Les balcons à calculer sont à dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur = 1 m

Longueur = 2.87 m

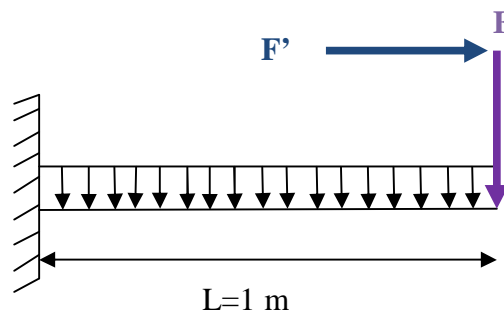


Figure III. 23 : Schéma statique du balcon.

III.4.2 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de largeur :

a) Charges permanentes :

Revêtement en carrelage (2cm)	0.02x22 = 0.44 KN/ml
Enduit en mortier (2c m).....	0.02x18= 0.36 KN/ml
Couche de sable (2cm).....	0.02x18= 0.36 KN/ml
Poids propre de la dalle	25x0.15x1=3.75 KN/ml
Garde d corps	F= 0.9x1 KN/ml
	G =5.81 KN/ml

b) Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation de la dalle, donnée par le DTR : Q= 3.5 KN/ml

Surcharge due à la main courante : F' = 1KN/ml

c) Combinaison de charges à l'ELU :

Dalle : $q_u = 1.35 G + 1.35 Q = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 3.5 = 11.88 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $g_{ul} = 1.35 F = 1.35 \times 0.9 = 1.215 \text{ KN/ml}$

Main courante : $q_{u1} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Moment provoqué par la surcharge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13.09 \times (1)^2}{2} = 6.55 \text{ KN / ml}$$

Moment par la surcharge g_{ul} :

$$M_{gul} = g_{ul} \times L = 1.215 \times 1 = 1.215 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la main courante

$$M_q = q_{u1} \times 1 \text{ m} = 1.5 \text{ KN.m}$$

Le moment total est : $M_u = M_{qu} + M_{gul} + M_q = 9.265 \text{ KN .m}$

On affecte à la valeur du moment par le signe (-) car la fibre supérieure est tendue.

III.4.3 Ferrailage :

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{9.265 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0386$$

$$\mu_u = 0.0386 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.0386 \Rightarrow b = 0.981$$

$$A = \frac{M_u}{b d s_{st}} = \frac{9.265 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 384} = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 33.33 \text{ cm}$

III.4.4 Vérification à L'ELU:

a) **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) **Vérification au cisaillement :**

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \langle \bar{t}_u$$

$$V_u = q_u \times L + g_{ul} = 11.88 \times 1 + 1.215 = 13.095 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{13.095 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$t_u = \min\{0.1f_{t28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$t_u \langle \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \langle \bar{t}_{se}, \quad \sum U_i = npf = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{13.095 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 94.2} = 1.19 \text{ MPa} \langle \bar{t}_{se} = y \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) **Longueur de scellement :** La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{f_e \cdot f_e}{4 t_s}; t_s = 0.6 y^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit } L_s = 36 \text{ cm}$$

Soit la longueur hors de crochet égal à : $L_s = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$

Soit $L_s = 15 \text{ cm}$.

e) **Ecartement des barres :**

Armatures principales : $e \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition : $e \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

III.4.5 Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charge :

Dalle: $q_s = G + Q = 4.91 + 3.5 = 8.41 \text{ KN.m}$

Garde corps : $g_{sl} = 0.9 \text{ KN.m}$

b) Calcul de moment :

$$M_s = M_{q_s} + M_{G_{sl}} + M_Q = \frac{q_s x L^2}{2} + G_{sl} + Fxh = \frac{8.41x(1)^2}{2} + (0.9x1) + 1 = 6.105 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Pour l'acier :

$$\bar{S}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{hft_{28}}) \right]$$

$$\bar{S}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$S_s = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$r_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow b_1 = 0,921 \quad ; \quad K_1 = 48.29$$

$$S_b = \frac{6.105 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3.14} = 162.39 \text{ MPa}$$

$$S_s < \bar{S}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche : Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{1}{22,5} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{6.105}{10(6.105)} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4.2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

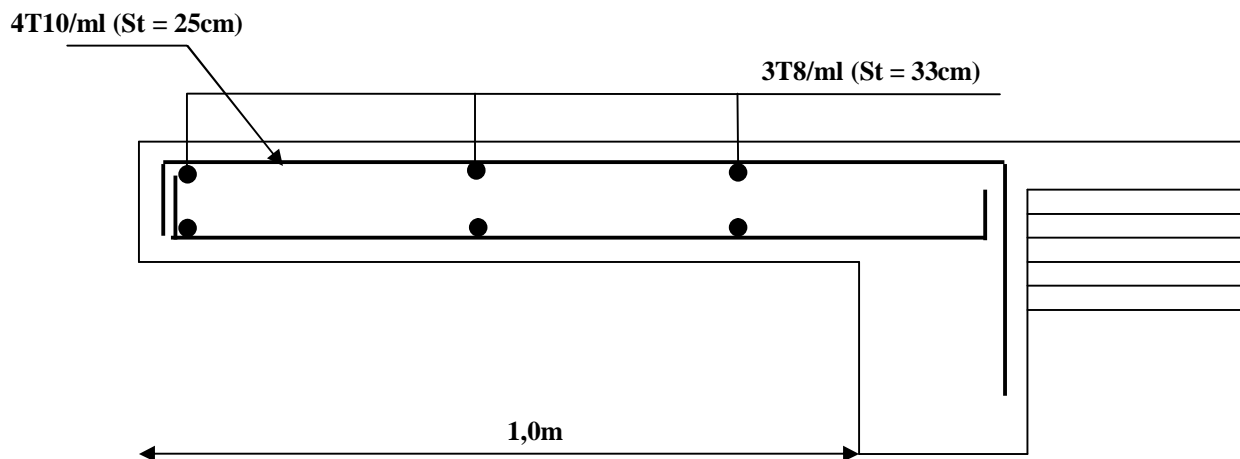


Figure. III.24.Ferrailage du balcon

III.5 ETUDE DE L'ASCENSEUR :

III.5.1 Introduction :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à $1,21\text{m}^2$ ($1,1 \times 1,1$), reposant sur 4 appuis. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

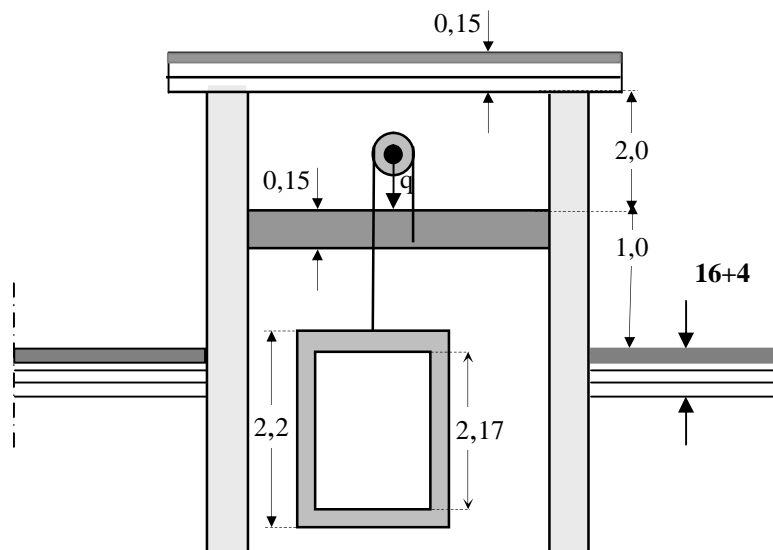


Figure III. 25 : Cage d'ascenseur

III.5.2 Calcul de sa dalle pleine:

a) Dimensionnement : On a :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{1.1} = 1 \quad \Rightarrow \quad \rho < 0,4$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

$$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{110}{30} = 3,67 \text{ cm.}$$

Selon le RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm.

On adopte une épaisseur de 15 cm.

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

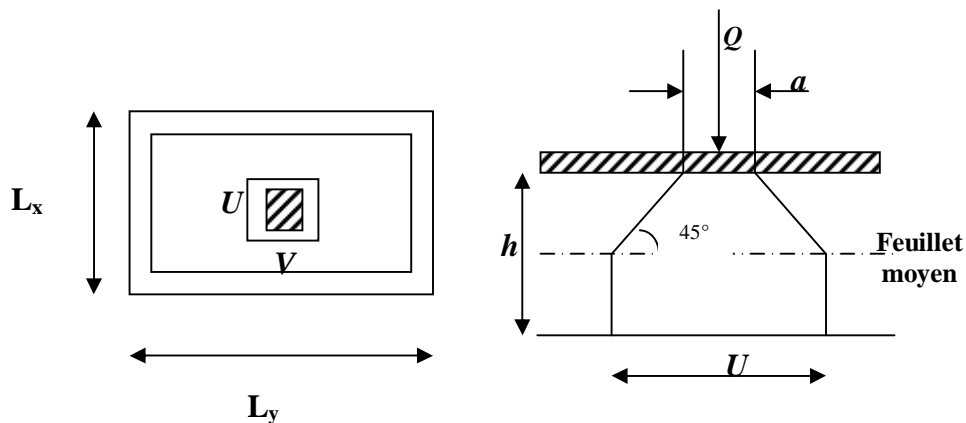


Figure III. 26 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine

$$\begin{cases} U = U_0 + e \cdot K + h_0 \\ V = V_0 + e \cdot K + h_0 \end{cases}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement ($e = 4\text{cm}$)

h = hauteur de la dalle ($h = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul des efforts :

v Les moments M_x, M_y dus au système de levage :

$$M_x = (M_1 + v M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) q$$

Avec :

$$v : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$

$$v = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(r; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,10}{1,10} = 1 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{105}{110} = 0,95 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{110} = 0,95 \\ r : \text{Étant égale à } 1 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,9 \\ \frac{V}{l_y} = 0,9 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,044. \\ M_2 = 0,044 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,95 \\ \frac{V}{l_y} = 0,95 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = x \\ M_2 = x \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 1 \\ \frac{V}{l_y} = 1 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,03 \\ M_2 = 0,03 \end{array} \right.$$

Après interpolation, on aura:

$$\frac{x-0,03}{1-0,95} = \frac{0,044-0,03}{1-0,9} \quad \Longrightarrow \quad x = 0,037$$

D'où :

$$M_1 = M_2 = 0,037$$

d) Combinaison de charges:

A l'ELU: $n = 0$

$$q = 1,35 G + 1,5 \times 0 = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q.M_1 = 121,5 \times 0,037 = 4,5 \text{ KNm} \\ M_{y1} = q.M_2 = 121,5 \times 0,037 = 4,5 \text{ KNm} \end{cases}$$

e) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x2}, M_{y2} :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle: $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368 \times 6,563 \times (1,10)^2 = 0,292 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0,292 = 0,292 \text{ KN.m} \end{cases}$$

f) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,5 + 0,292 = 4,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,5 + 0,292 = 4,79 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Ferrailage:

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur, il sera le même dans les deux sens car la dalle est carrée.

• Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 4,79 = 1,437 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,437 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{b.d. \frac{f_e}{g_s}} = \frac{1,437.10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm.

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 4,79 = 4,07 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{4,07.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0169 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{4,07.10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

▼ **Vérifications:**

• **Vérifications à l'ELU :**

Condition de non fragilité : (ART.A.4.2.1/BAEL91)

$$r_x \geq r = r_0 \frac{(3 - \frac{1_x}{x})}{2}$$

Avec : $r_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

r_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$r = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$r = 0,0008 \times (3 - 1) / 2 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée (sens x-x).

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe soumise à une charge concentrée ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- { Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- { Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

⇒ Condition vérifiée

Condition de non poinçonnement:

Aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq Q = 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

m_c : Périmètre de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$m_c = 2(U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{g_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

- Au milieu de U :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}.$$

Avec : $P = 1,35 G = 121,5 \text{ KN}$

- Au milieu de V :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}.$$

On doit vérifier que :

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec : $\frac{0,2 f_{c28}}{g_b} = \bar{t} = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu nuisible

$$t_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'E.L.S :**

Les moments à l'E.L.S :

Moments dus au système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,037 + 0,2 \times 0,037) \times 90 = 3,996 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,037 + 0,2 \times 0,037) \times 90 = 3,996 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$r = 1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} m_x = 0,0368 \\ m_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = m_x q_s l_x^2 = 0,0368 \times 4,75 \times (1,1)^2 = 0,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0,21 \text{ KN.m} .$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3,996 + 0,21 = 4,206 \text{ KN.m} .$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,996 + 0,21 = 4,206 \text{ KN.m} .$$

g) Ferrailage : Il sera le même dans les deux sens (dalle carrée).

▼ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 4,206 = 1,262 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,262 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,00533 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$b = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{1,262 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,28 \text{ c m}^2$$

▼ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 4,206 = 3,575 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,575 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0149 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow b = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3,575 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,8 \text{ cm}^2.$$

Conclusion : Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

• **Contrainte de compression dans le béton :**

▼ **Aux appuis :** $M_a = 2,26 \text{ KN. m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow k = 0,016 \text{ et } b_1 = 0,935$$

$$K = \frac{a_1}{15(1 - a_1)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,262 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 51,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 51,65 = 0,826 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▼ **En travée :** $M_t = 3,575 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad k = 0,016 \text{ et } b = 0,935$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{3,575 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 146,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 146,33 = 2,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : les conditions sont vérifiées dans les deux sens (dalle carrée).

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

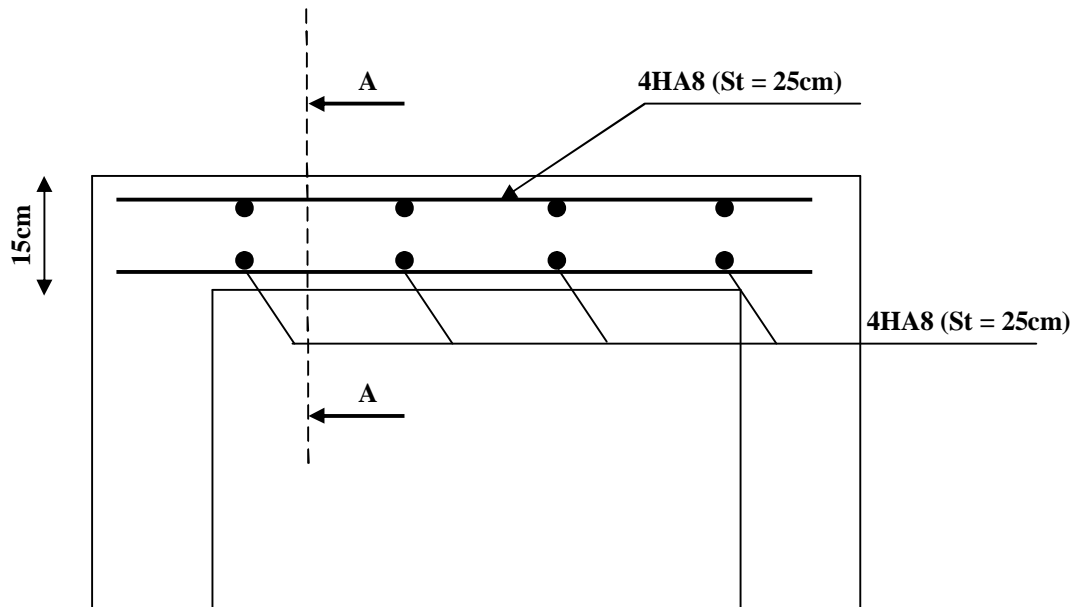
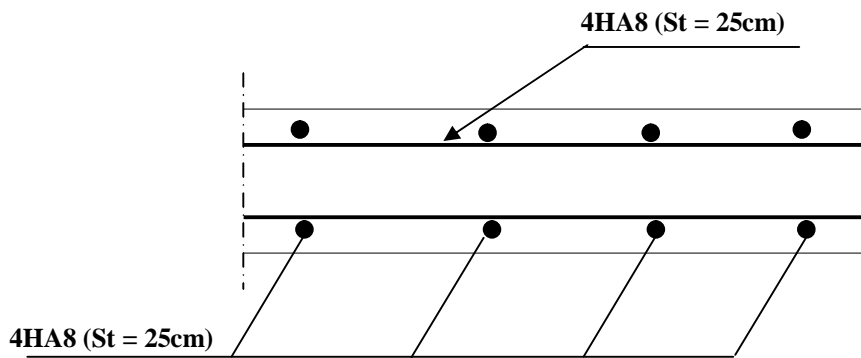


Figure III. 27 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine



Coupe A-A

III-6 : ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M .

✓ *Dimension de l'acrotère :*

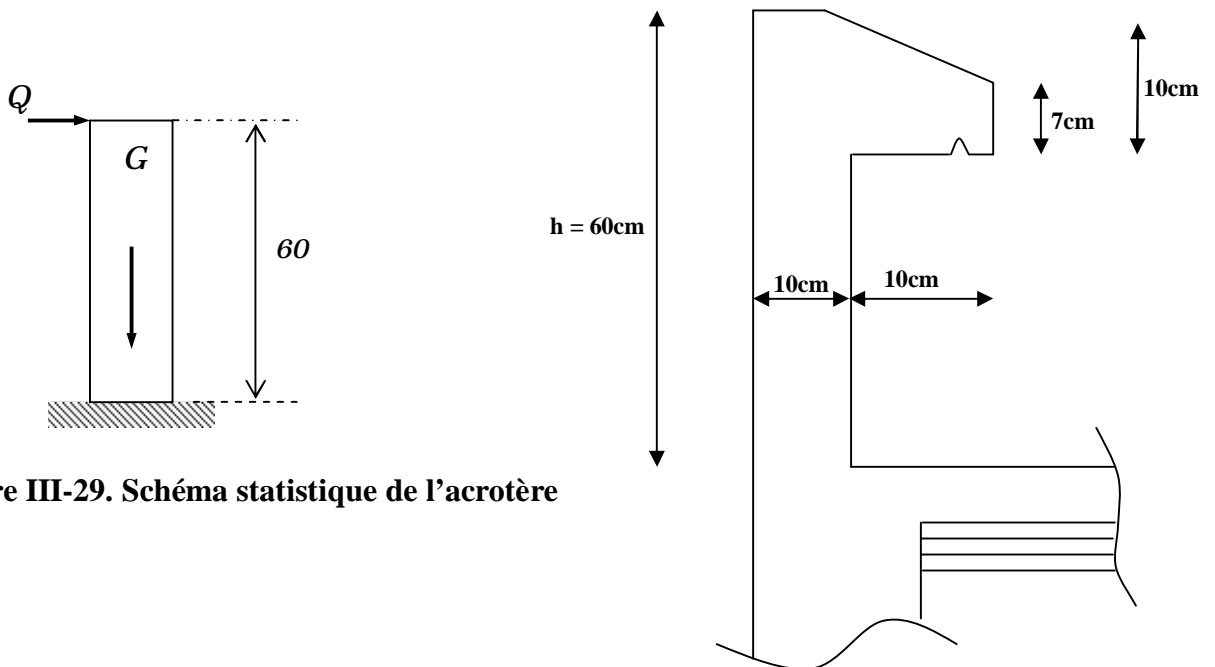


Figure III-29. Schéma statistique de l'acrotère

Figure III-28: Coupe verticale de l'acrotère

III-6.1) Détermination des sollicitations :

$G = \rho \cdot s \cdot l$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$G = 25 [0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2}] = 1.675 \text{ KN/ml}$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :

$Q = 1 \text{ KN/ml.}$

- effort normal dû au poids propre :

$N_G = G \times l = 1.675 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant T: $T = Q \cdot l_{ml} = 1 \text{ KN.}$

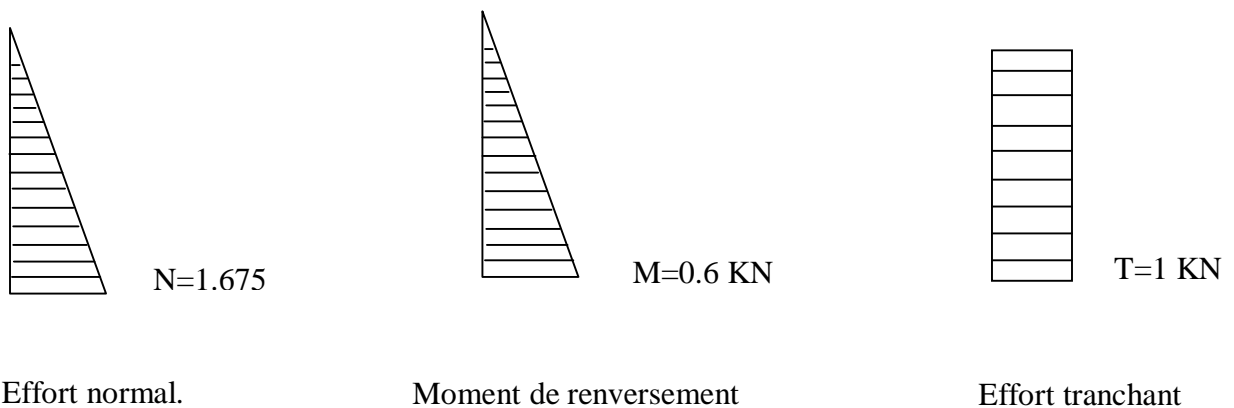


Figure III-30 Diagramme des efforts internes.

III-6.2) Combinaison de charges :

$$\text{à L'ELU: } \begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à L'ELS: } \begin{cases} N_s = N_G = 1,675 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-6.3) ferrailage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérifie à l'ELS.

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de section)

$c = c' = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = h - c = 8 \text{ cm}$ (hauteur utile)

M_f : moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

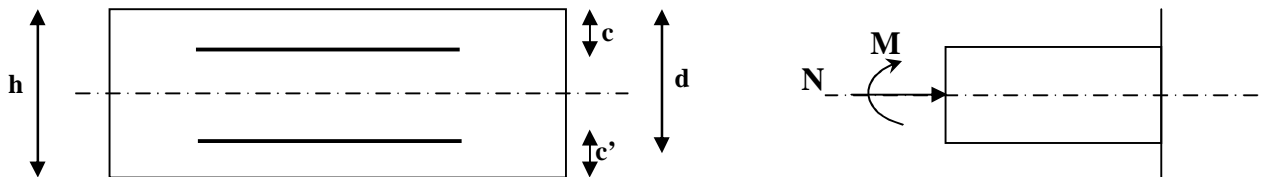


Figure III.31 : Section rectangulaire soumise à la flexion

III-6.3.1) Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm On a :}$$

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \implies \text{SPC}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

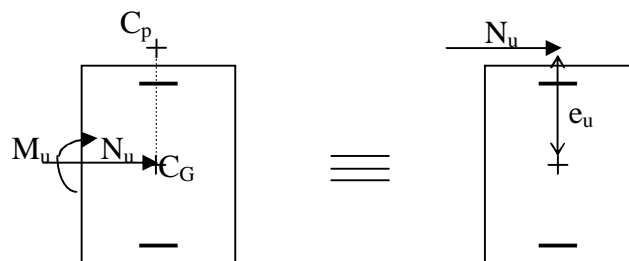


Figure III.32 : section rectangulaire soumise à la flexion

D'où l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III-6.3.2) Calcul en flexion simple :

⊕ Moment fictif :

$$M_f = N_U \times a \quad \text{Avec :}$$

a : distance entre le (c_p) et le centre de gravité (C_G) des armatures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0104$$

$$\mu_u = 0.0104 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

✚ **Armatures fictive :**

$$\mu_u = 0.0104 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\sigma_b}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.34 \text{ cm}^2$$

III-6.3.3) Calcul en flexion composée:

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.34 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III-6.4) Vérification à l'ELU :

III-6.4.1) Condition de non fragilité (ART A.4.21BAEL91 modifié99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C N F : $A_u \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.8 - 0.455 \times 8}{35.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on adoptera $A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✚ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ repartir sur 60 cm de hauteur avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$.

III-6.4.2) Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL

91 modifié 99]:

La fissuration étant peu nuisible, donc : $t_u \leq \bar{\tau} = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 0.08} = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

\Longrightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-6.4.3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

[Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

à u_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\dot{a} u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{Avec: } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

III-6.5) Vérifications à L'ELS :

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

III-6.5.1) Vérification des contraintes dans les aciers [Art A-4.5.2 BAEL

91 modifié 99] :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\}.$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 226.66 ; 201.63 \} = 201.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_u}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_u = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow K_1 = 47.50 \rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

III-6.5.2) Vérification de contraintes dans le béton [Art A-4.5.2 BAEL91 modifié 99] :

On doit vérifier la condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_s = \frac{1}{47.50} \times 40.55 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

III-6.5.3) Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillement ferrailages à l'ELU est suffisant.

✓ Ferrailage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 15cm.**

III-6.5.4) Vérification au flambement :

✚ Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

λ : élanement de l'élément.

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

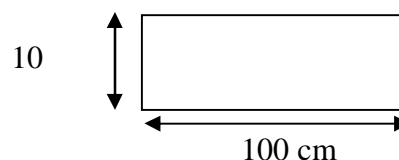
I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 l_0 = 2 H = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$



$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.57$$

✚ *Vérification à l'élançement :*

$$\lambda \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{670e_u}{h} ; 100 \right) \right\} = \max \{ 50 ; 100 \} = 100$$

$$\lambda = 41.57 \leq 100 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

III-6.5.5) vérification de l'acrotère au séisme [Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003] :

✚ *Calcul de la force sismique :*

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les Equipment ancrés et la structure sont calculées suivant : $F_p = 4 A C_p W_p$.

A: coefficient d'accélération de zone, dans note cas :

A = 0.15 (Zone II, groupe d'usage 2).

$C_p = 0.3$ (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires).

$W_p = 1.675 \text{KN/ml}$. (Poids de l'élément).

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

\implies Condition vérifiée

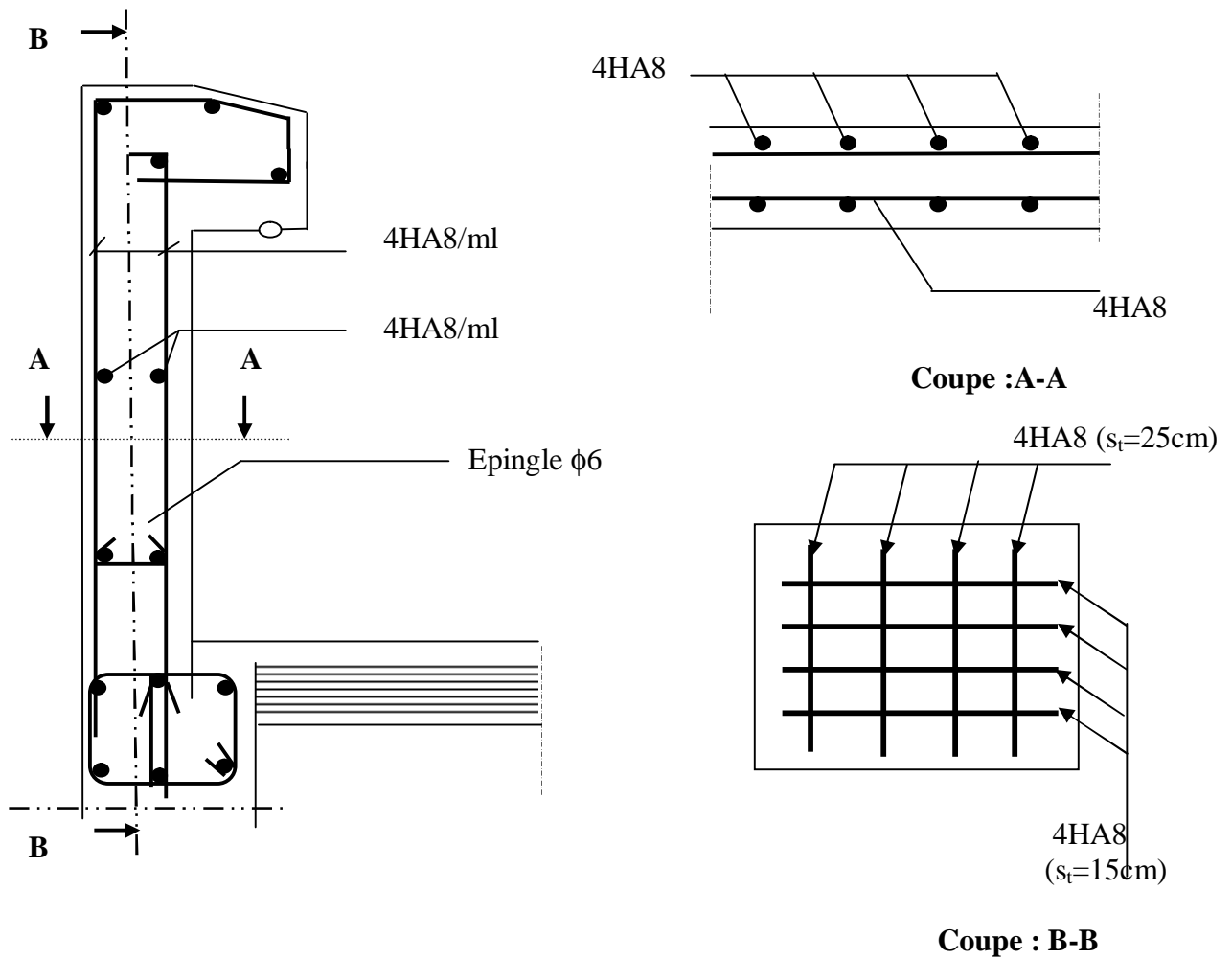


Figure III-33 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

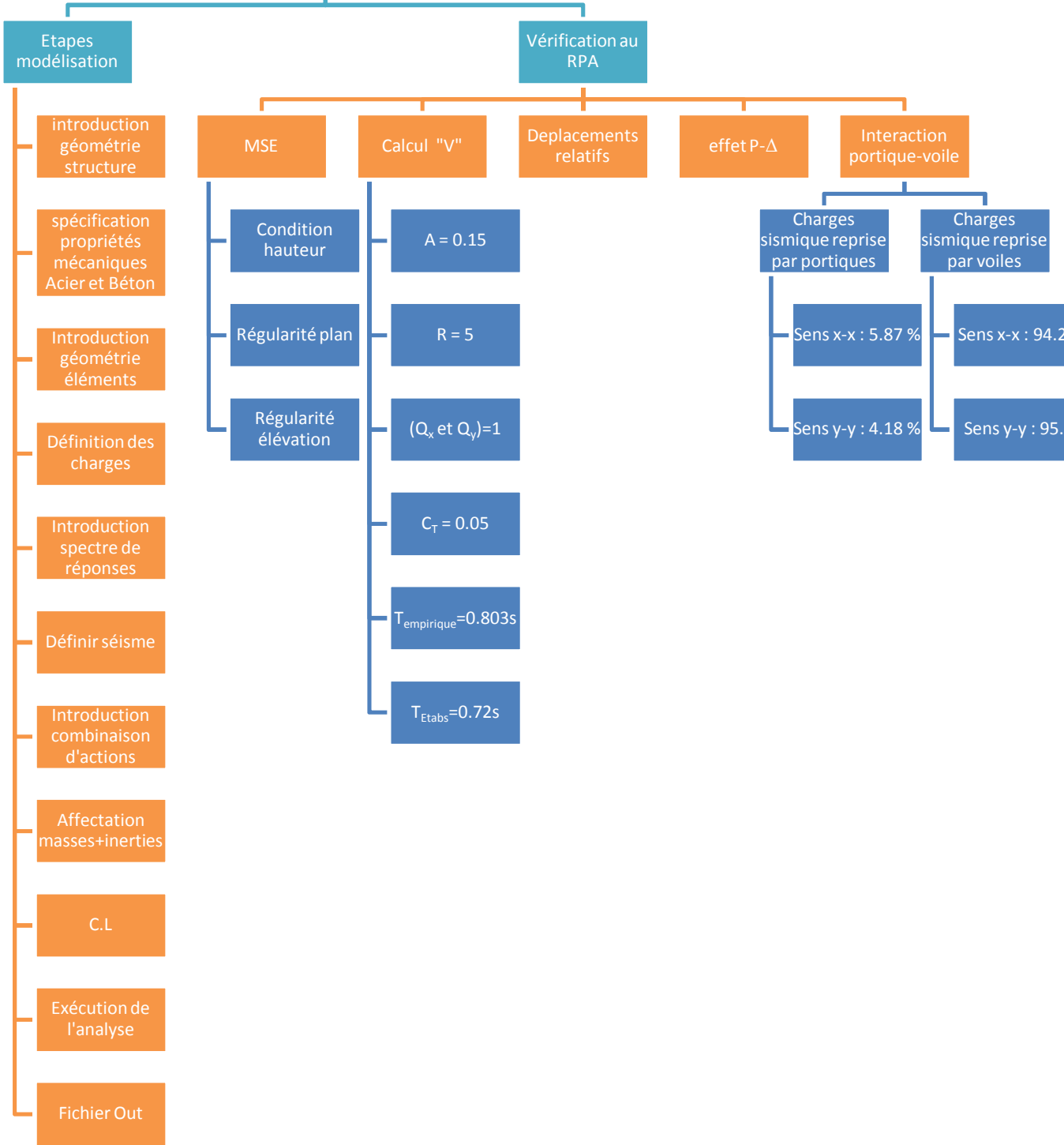


CHAPITRE IV

Modélisation de la structure et vérification des exigences du R.P.A

Modélisation et vérification vis à vis du RPA

Principe MEF



IV.1) PRINCIPE DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments, la structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée.

Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Elle peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées, en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2) ETAPES DE LA MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- Définition du séisme,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques,
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

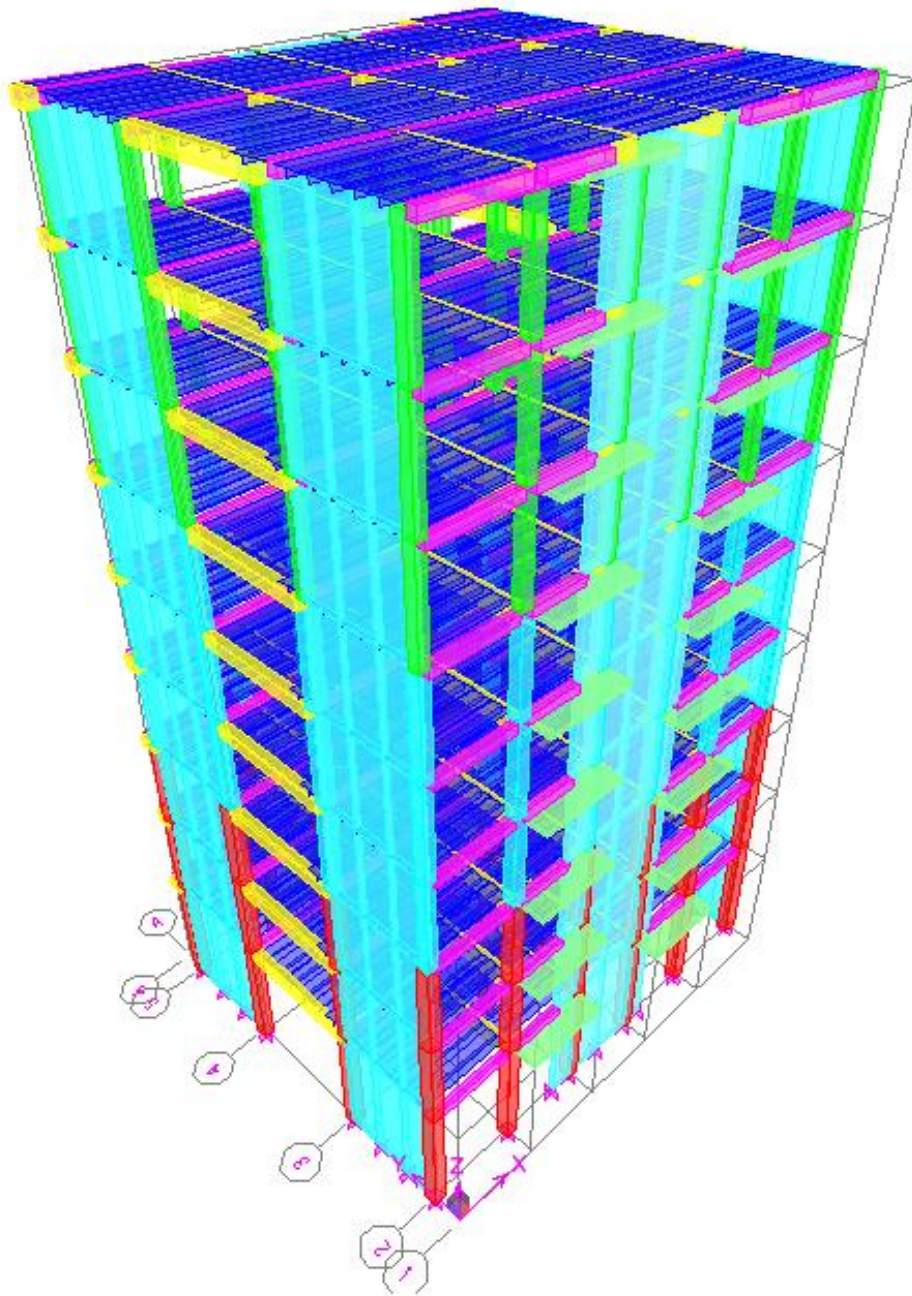


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

IV.3) VERIFICATION VIS-A-VIS DES EXIGENCES DU RPA :

IV.3.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2.2 Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de constructions, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.3 Méthode statique équivalente :

a) **Principe de la méthode :** Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) **Conditions d'application de la MSE :** Elle peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation,
 $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa , IIb.
 $H \leq 30\text{m}$ en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2), en plus de la hauteur énoncée en (a).

IV.2.4 Méthode dynamique modale spectrale :

a) **Principe de la méthode dynamique modale :** 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.

c) **Les hypothèses :** Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans,
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.2.5 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas, par un personnel qualifié ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.6 Vérification des conditions de la MSE :

a) **Condition sur la hauteur :** La structure en étude est implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA99/VERSION 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

$28.56m < 65m \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) **Régularité en plan :**

- **Forme du bâtiment :** La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{14.7}{12.57} = 1.17 < 4$$

• **Excentricités :**

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 15\%L_x = 2.205$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 15\%L_y = 1.8855$$

Planchers	XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y
plancher1	7.2	6.977	7.2	6.794	0	0.183
plancher 2	7.2	6.922	7.2	6.745	0	0.177
plancher 3	7.2	6.923	7.2	6.71	0	0.213
plancher 4	7.2	6.924	7.2	6.686	0	0.238
plancher 5	7.2	6.924	7.2	6.669	0	0.255
plancher 6	7.2	6.925	7.2	6.657	0	0.268
plancher 7	7.2	6.926	7.2	6.647	0	0.279
plancher 8	7.2	6.926	7.2	6.64	0	0.286
Plancher 9	7.2	6.928	7.2	6.635	0	0.293

Tableau IV.1 : excentricité de la structure

Conclusion : La condition d'excentricité est vérifiée pour tous les planchers.

- **Décrochements du bâtiment :** Le bâtiment ne comporte pas de décrochements en plan.

Conclusion 1: Toutes les conditions sont vérifiées \Rightarrow bâtiment régulier en plan.

c) Régularité en élévation : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteur verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements.

Conclusion 2 : Les 3 conditions sont vérifiées \Rightarrow bâtiment régulier en élévation.

Conclusion 3: Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, la MSE est donc applicable. Cependant, nous avons appliqué la méthode d'analyse modale spectrale avec utilisation du logiciel ETABS 9.1.4.

IV.2.7 Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

a) Coefficient d'accélération de zone « A » : Il est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003), suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

b) Coefficient de comportement global de la structure « R » : Il est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement. Contreventement mixte portiques/voiles avec interaction $\Rightarrow R = 4$.

c) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Critères	Observé (Oui ou Non)		P _q	
	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	Oui	0	0
2- Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
3- Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4- Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans les deux sens (longitudinal et transversal).

On aura dans les deux sens :

$$Q_x = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.0$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.0$$

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»: Il est fonction :

- De la catégorie du site,
- Du facteur de correction d'amortissement (η),
- De la période fondamentale de la structure T .

e) Estimation de la période fondamentale: Selon l'article (4.2.4.RPA99/ version 2003), la période empirique peut être calculée avec la formule:

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base au dernier niveau « N »:

$$h_N = 28.56 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) : $C_T = 0.05$.

$$D'où : T = 0.05(28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.6177 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.6177 = 0.803 \text{ s} \Rightarrow T = 0.803 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 0.72 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du site est meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \Rightarrow \eta = 0.76 > 0.7$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.803 \text{ s} < 3\text{s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D=1.38$$

IV.2.8 vérification de la résultante des forces sismiques à la base:
(Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s , pour une valeur de la période donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{sx} = V_{sy} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{sx} = V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1}{5} W = 0.0414 \cdot W$$

$$= 0.0414 \times 8957.086 = 370.8 \text{ KN} \Rightarrow V_{sx} = V_{sy} = 370.8 \text{ KN}$$

	MMS	MSE	$\frac{V_{MMS}}{V_{MSE}} \geq 80\%$	Vérification
Séisme sens x-x	$V_{tx} = 778.7 \text{ KN}$	$V_x = 370.8 \text{ KN}$	$2.1 > 0.80$	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	$V_{ty} = 767.64 \text{ KN}$	$V_y = 370.8 \text{ KN}$	$2.07 > 0.80$	Condition vérifiée

Tableau IV. 3 : Vérification de l'effort dynamique

Conclusion : L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

IV.2.9 Calcul des déplacements relatifs: (Art 4.4.3.RPA 99/version 2003) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (R = 4).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	R	Sens longitudinal(X-X)			Sens transversal (Y-Y)			Δ_k [cm]	Condition
		δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]		
9	4	1.19	4.76	0.56	1.24	4.96	0.6	3.06	Vérifiée
8	4	1.05	4.2	0.6	1.09	4.36	0.64	3.06	Vérifiée
7	4	0.90	3.6	0.6	0.93	3.72	0.68	3.06	Vérifiée
6	4	0.75	3	0.64	0.76	3.04	0.64	3.06	Vérifiée
5	4	0.59	2.36	0.6	0.60	2.4	0.64	3.06	Vérifiée
4	4	0.44	1.76	0.6	0.44	1.76	0.6	3.06	Vérifiée
3	4	0.29	1.16	0.52	0.29	1.16	0.52	3.06	Vérifiée
2	4	0.16	0.64	0.4	0.16	0.64	0.4	3.06	Vérifiée
1	4	0.06	0.24	0.24	0.06	0.24	0.24	4.08	Vérifiée

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Conclusion : On remarque que le déplacement maximal dans les deux sens est inférieur au déplacement admissible minimal..... Condition vérifiée.

IV.2.10 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003) :

Les effets du 2°ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

D'où : effet P-Delta peut être négligé

Sinon :

0.1 Structure amplifiant les effets de l'action sismique par : _____
 Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y		
	$P_{Kcummulé}[KN]$	$\Delta_k [m]$ $\times 10^{-2}$	$V_K \times h_k$	θ_x (facteur d'instabilité)	$\Delta_k [m]$ $\times 10^{-2}$	$V_K \times h_k$	θ_y (facteur d'instabilité)
9	7618.86	0.70	556.74	0.096	0.75	565.09	0.10
8	7782.51	0.75	972.65	0.06	0.95	970.39	0.076
7	7946.15	0.75	1311.36	0.045	0.7	1301.11	0.043
6	8111.04	0.80	1602.55	0.04	0.8	1586.61	0.041
5	8277.46	0.75	1845.12	0.034	0.8	1822.69	0.036
4	8443.87	0.75	2035.79	0.031	0.75	2006.63	0.032
3	8611.77	0.65	2183.49	0.026	0.65	2149.1	0.026
2	8781.42	0.50	2298.49	0.019	0.50	2263.15	0.019
1	8957.086	0.30	3177.1	0.008	0.30	3131.97	0.008

Tableau IV.5 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99: l'effet du second ordre est négligé.

IV.2.11 Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS, à l'aide de l'option « Section Cut »

a) Charges sismiques reprises par les portiques:

Sens x-x : 5.87 %

Sens y-y : 4.18 %

b) Charges sismiques reprises par les voiles :

Sens x-x : 94.22 %

Sens y-y : 95.9%

⇒ D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

Conclusion : On conclue que :

- La période est vérifiée,
- Le pourcentage de participation massique est vérifié,
- Les déplacements relatifs sont vérifiés,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- L'excentricité est vérifiée.

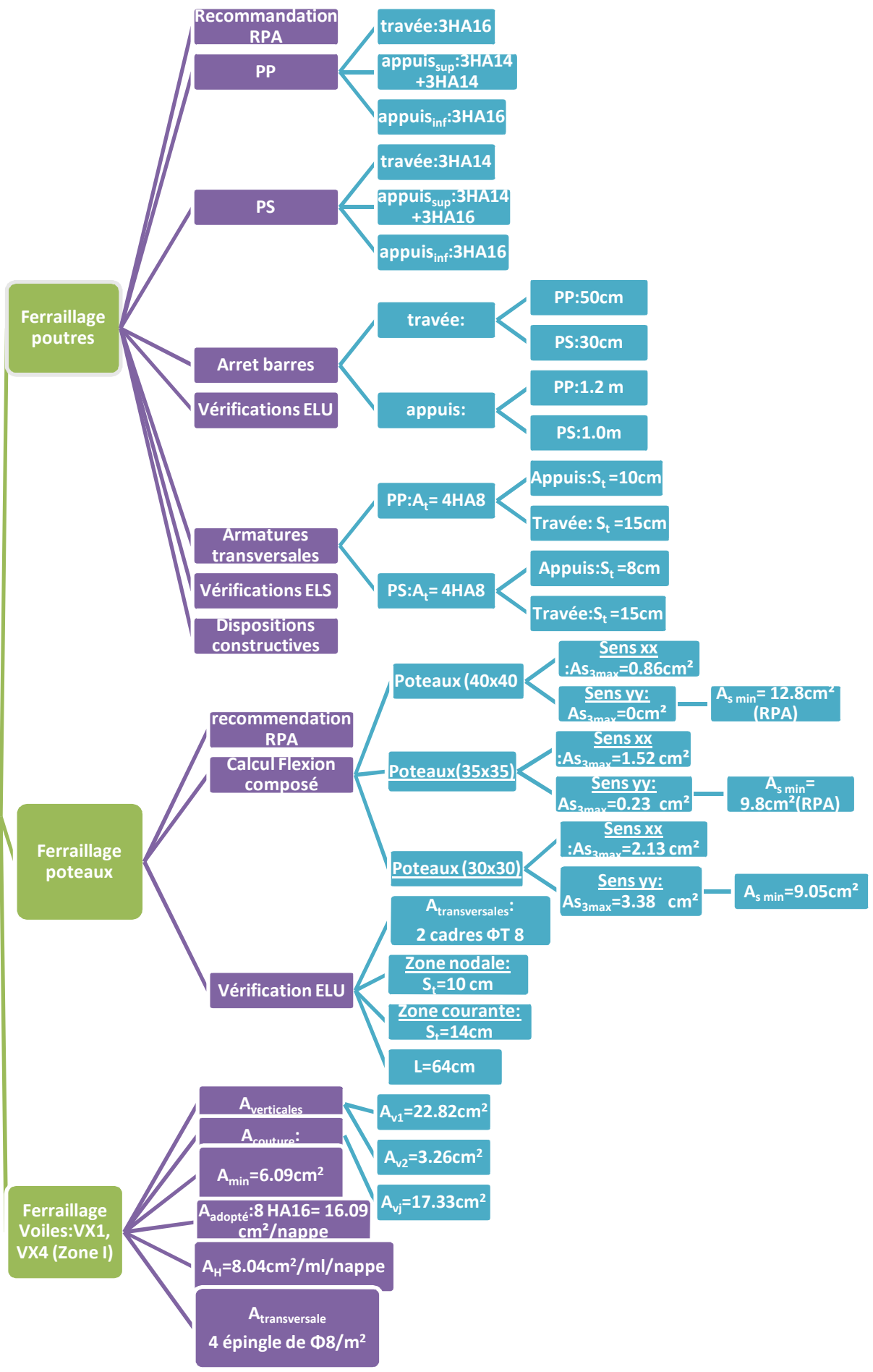
Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et au ferrailage de la structure.



CHAPITRE V

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Ferraillage



V-1) INTRODUCTION :

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments structuraux. Cependant, ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation, pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Après avoir calculé ces sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul de béton armé (BAEL 91, R.P.A.99 version 2003 et CBA93). Ainsi, les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, elles sont donc calculées à la flexion simple.

V-2) FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ ELU,
- $G + Q$ ELS,
- $G+Q\pm E$ RPA99 révisé 2003,
- $0.8G\pm E$RPA99révisé 2003.

V.2.1 Diagrammes des efforts internes :

a) Poutres secondaires (portique 4) :

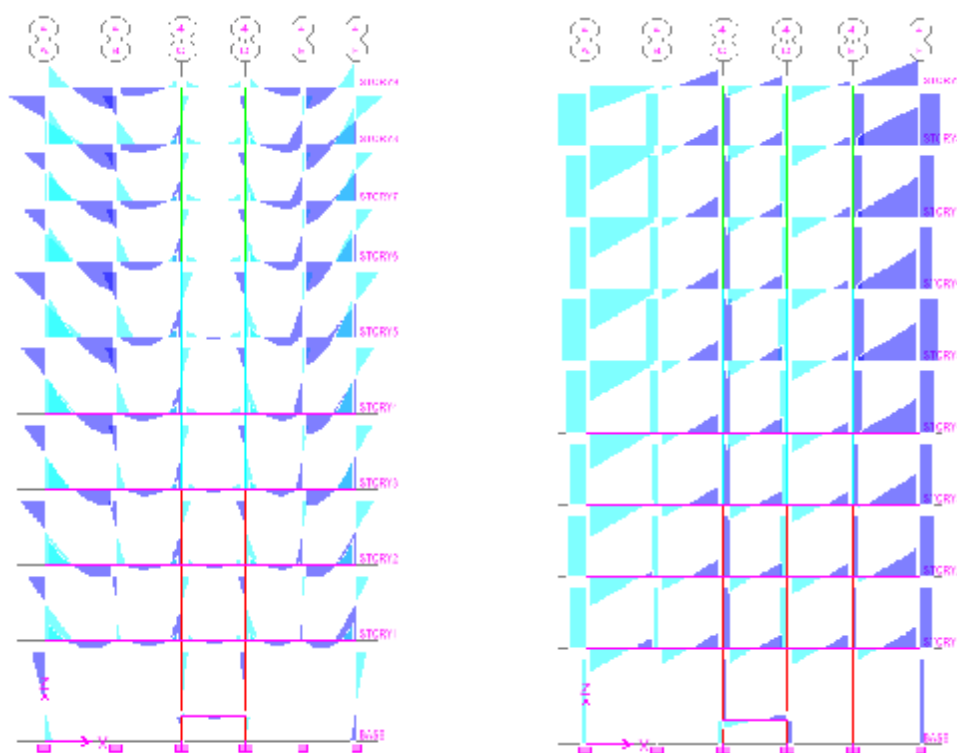


Figure V.1 : Diagramme des moments et des efforts tranchants des poutres secondaires.

b) Poutres principales (portique B) :

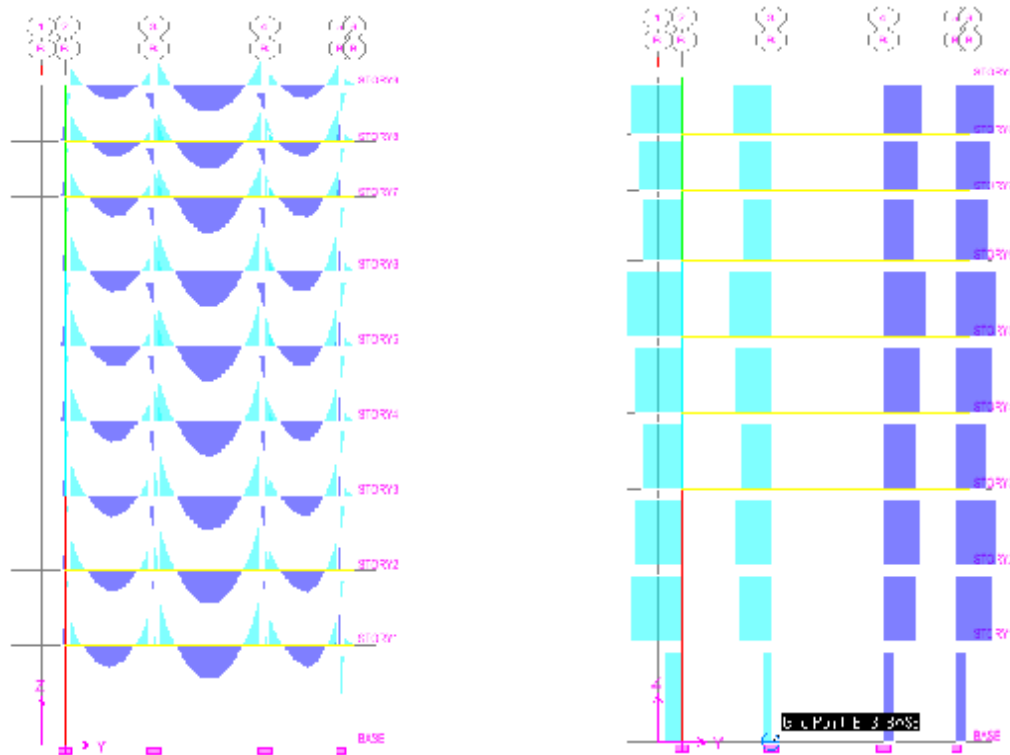


Figure V.2 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants des poutres principales.

V.2.2 Recommandation de RPA pour le ferrailage des poutres :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum d’aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section :
 Poutres principales de (30x40) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
 Poutres secondaires de (25x30) : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximum d’aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement:
 Poutres principales de (30x40) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
 Poutres secondaires de (25x30) : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$
- La longueur minimale de recouvrement et de 40ϕ en zone IIa.
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale d'armatures transversales est:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right), \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}, \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

f : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3 Etapes de calcul :

a) Calcul du moment réduit à l'ELU:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}}$$

Pour les FeE400 :

Si : $\mu < \mu_l = 0.392$: la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si : $\mu > \mu_l = 0.392$: la section est doublement armée (SDA).

On calcul: $\left\{ \begin{array}{l} M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{array} \right.$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{sl} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si : } \mu_b < \mu = 0.186 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si : } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

V.2.4 Ferrailage :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

a) Ferrailage des poutres principales :

Armatures en travées								
Niveau	M _{tmax} [KN.m]	μ	Obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	28.359	0.046	SSA	0.976	2.2	6.00	6.03	3HA16
2	27.839	0.045	SSA	0.978	2.17	6.00	6.03	3HA16
3	28.254	0.046	SSA	0.976	2.19	6.00	6.03	3HA16
4	28.862	0.047	SSA	0.975	2.24	6.00	6.03	3HA16
5	28.787	0.047	SSA	0.975	2.23	6.00	6.03	3HA16
6	29.624	0.046	SSA	0.976	2.3	6.00	6.03	3HA16
7	30.682	0.05	SSA	0.974	2.38	6.00	6.03	3HA16
8	30.663	0.049	SSA	0.974	2.38	6.00	6.03	3HA16
9	31.844	0.052	SSA	0.973	2.48	6.00	6.03	3HA16

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales en travées.

Armatures en appuis supérieurs								
Niveau	M _{max} [KN.m]	μ	obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	50.313	0.081	SSA	0.958	3.98	6.00	9.24	3HA14+3HA14
2	68.298	0.111	SSA	0.942	5.5	6.00	9.24	3HA14+3HA14
3	81.431	0.132	SSA	0.929	6.65	6.00	9.24	3HA14+3HA14
4	93.328	0.152	SSA	0.917	7.72	6.00	9.24	3HA14+3HA14
5	99.621	0.162	SSA	0.911	8.3	6.00	9.24	3HA14+3HA14
6	102.639	0.167	SSA	0.907	8.58	6.00	9.24	3HA14+3HA14
7	105.005	0.171	SSA	0.905	8.8	6.00	9.24	3HA14+3HA14
8	104.251	0.169	SSA	0.906	8.73	6.00	9.24	3HA14+3HA14
9	99.787	0.162	SSA	0.911	8.32	6.00	9.24	3HA14+3HA14

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales, aux appuis supérieurs.

Armatures en appuis inférieurs								
Niveau	M _{max} [KN.m]	μ	Obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	21.964	0.035	SSA	0.983	1.69	6.00	6.03	3HA16
2	38.993	0.063	SSA	0.968	3.05	6.00	6.03	3HA16
3	51.527	0.084	SSA	0.956	4.08	6.00	6.03	3HA16
4	61.79	0.100	SSA	0.947	4.95	6.00	6.03	3HA16
5	67.513	0.11	SSA	0.942	5.44	6.00	6.03	3HA16
6	70.203	0.114	SSA	0.939	5.67	6.00	6.03	3HA16
7	64.855	0.105	SSA	0.945	5.21	6.00	6.03	3HA16
8	69.975	0.113	SSA	0.939	5.65	6.00	6.03	3HA16
9	68.576	0.111	SSA	0.942	5.44	6.00	6.03	3HA16

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales, aux appuis inférieurs.

c) Poutres secondaires :

Armatures en travées								
Niveau	M _{tmax} [KN.m]	μ	Obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	4.138	0.015	SSA	0.992	0.43	3.75	4.62	3HA14
2	6.853	0.025	SSA	0.943	0.75	3.75	4.62	3HA14
3	8.846	0.032	SSA	0.984	0.92	3.75	4.62	3HA14
4	12.046	0.043	SSA	0.978	1.27	3.75	4.62	3HA14
5	14.894	0.053	SSA	0.972	1.57	3.75	4.62	3HA14
6	16.237	0.058	SSA	0.970	1.72	3.75	4.62	3HA14
7	17.756	0.064	SSA	0.967	1.89	3.75	4.62	3HA14
8	20.059	0.072	SSA	0.963	2.14	3.75	4.62	3HA14
9	18.19	0.065	SSA	0.966	1.94	3.75	4.62	3HA14

Tableau V.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.

Armatures en travées								
Niveau	M _{tmax} [KN.m]	μ	Obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	39.544	0.142	SSA	0.923	4.41	3.75	10.65	3HA14+3HA16
2	59.313	0.213	SSA	0.879	6.97	3.75	10.65	3HA14+3HA16
3	69.178	0.216	SSA	0.877	8.37	3.75	10.65	3HA14+3HA16
4	75.463	0.249	SSA	0.854	9.31	3.75	10.65	3HA14+3HA16
5	79.675	0.286	SSA	0.827	9.88	3.75	10.65	3HA14+3HA16
6	78.307	0.281	SSA	0.832	9.76	3.75	10.65	3HA14+3HA16
7	75.223	0.270	SSA	0.839	9.28	3.75	10.65	3HA14+3HA16
8	73.414	0.264	SSA	0.843	9.00	3.75	10.65	3HA14+3HA16
9	65.66	0.236	SSA	0.863	7.85	3.75	10.65	3HA14+3HA16

Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs

Armatures en travées								
Niveau	M _{tmax} [KN.m]	μ	Obs	β	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	Choix
1	29.447	0.106	SSA	0.944	3.21	3.75	6.03	3HA16
2	43.666	0.157	SSA	0.915	4.92	3.75	6.03	3HA16
3	49.891	0.179	SSA	0.901	5.71	3.75	6.03	3HA16
4	51.289	0.184	SSA	0.898	5.89	3.75	6.03	3HA16
5	51.403	0.185	SSA	0.898	5.91	3.75	6.03	3HA16
6	47.519	0.171	SSA	0.906	5.67	3.75	6.03	3HA16
7	42.257	0.152	SSA	0.917	4.75	3.75	6.03	3HA16
8	40.885	0.147	SSA	0.921	4.58	3.75	6.03	3HA16
9	30.642	0.110	SSA	0.942	3.35	3.75	6.03	3HA16

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.

▼ **Arrêt des barres** : D'après le BAEL91, les barres de renforcements placées en travée sont arrêtées à $\frac{1}{10}$ de la portée libre de la poutre :

$$PP: L_{max} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{4.5}{10} = 0.45 \text{ m.}$$

$$PS: L_{max} = 3.05 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.05}{10} = 0.305 \text{ m.}$$

On opte pour : $\left\{ \begin{array}{l} PP_1: 50\text{cm.} \\ PS: 30\text{cm.} \end{array} \right.$

Les barres de renforcements placées en appuis sont arrêtées à $\frac{1}{4}$ de la portée libre de la poutre :

$$PP_1: L_{max} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{4.5}{4} = 1.125 \text{ m.}$$

$$PS: L_{max} = 3.05 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.05}{4} = 0.76 \text{ m.}$$

On opte pour : $\left\{ \begin{array}{l} PP: 1.2 \text{ m.} \\ PS: 1.0 \text{ m.} \end{array} \right.$

V.3) VERIFICATIONS A L'ELU :

V.3.1 Vérification de la condition de non fragilité :

a) Poutre principale (PP) :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutre secondaire (PS) :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2 Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales ainsi que l'arrêt des armatures longitudinales. Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS.

Cependant, les phénomènes de fissurations et de déformations dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

V.3.3 : Vérification de la contrainte tangentielle :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.00 \text{ MPa}$$

a) Poutre principale (PP) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{68.39 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.6 \text{ MPa.}$$

b) Poutre secondaire (PS) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{33.86 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.48 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, les contraintes sont vérifiées.

V.3.4 : Vérification de l'adhérence :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum m_i} < t_{se-u} = \gamma_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

a) Poutre principale (PP) :

$$T_u = 120.80 \text{ KN}$$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.07 \text{ cm}$$

$\tau_{se} = \frac{68.39 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 150.7} = 1.33 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée : pas de risque d'entraînement des barres.

b) Poutre secondaire (PS) :

$$T_u = 34.14 \text{ KN}$$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.18 \text{ cm}$$

$\tau_{se} = \frac{33.86 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.8} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée : pas de risque d'entraînement des barres.

V.3.5 Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a=0.9d ; \gamma_b = 1.5$$

Poutre principale (PP) :

$$T_u = 68.39 \leq 0.4 \times 0.9 \times 280 \times 300 \times \frac{25.10^{-3}}{1.5} = 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire (PS) :

$$T_u = 33.86 \leq 0.4 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times \frac{25.10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures : Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, on

doit prolonger au-delà des appuis, une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d})$$

$$\text{Poutre principale : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 68.39 - \frac{105.005}{0.9 \times 0.38} = -238.64 < 0$$

$$\text{Poutre secondaire : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 33.86 - \frac{79.675}{0.9 \times 0.28} = -282.31 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.3.6 Calcul des armatures transversales :

a) Poutres principales : D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12), le diamètre des armatures transversales est:

$$\emptyset \leq \min(\frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{b}{10}) = \min(11.4 ; 14 ; 30)$$

\emptyset : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

▼ Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) : S_t \leq \min(10, 16.8) \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante (travée):

$$S_t' \leq \frac{h}{2} : S_t' \leq 20 \text{ cm Soit : } S_t' = 15 \text{ cm}$$

b) Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 14 ; 25)$$

f_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales. Soit : $f_t = 8\text{mm}$

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

▼ Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) : S_t \leq \min(8.75, 16.8) \text{ Soit : } S_t = 8\text{cm}$$

Zone courante (travées) :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} : S_t' \leq 17.5 \text{ cm Soit : } S_t' = 15 \text{ cm}$$

▼ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

$$H' = 60\text{cm.}$$

$L' = 2x40 = 80\text{cm}$; pour les poutres principales.

$L' = 2x35 = 70\text{cm}$; pour les poutres secondaires.

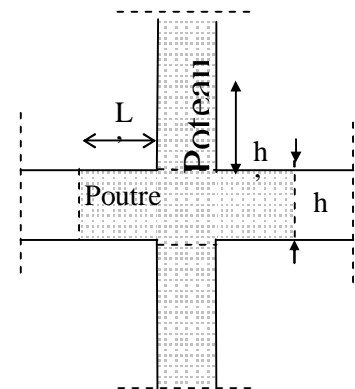


Figure V.3 : Délimitation de la zone nodale

Remarque : Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.7 Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.62 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2 \text{ Pour les poutres principales.} \\ A_t &= 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.62\text{cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires.} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

V.3) VERIFICATIONS A L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont:

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable),
- Etat limite de résistance du béton à la compression,
- Etat limite de déformation.

V.3.1 Etat limite de résistance du béton en compression:

(BAEL91/ A.4.5.2) :

$$S_{bc} \leq \bar{S}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule: $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k : $S_{bc} = k S_s$ et

$$S_s = \frac{M_{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Niveau	M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ	β	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{adm} [MPa]	Obs
1	20.57	6.03	0.529	0.891	0.033	100.8	3.3	15	OK
2	20.192	6.03	0.529	0.891	0.033	98.9	3.2	15	OK
3	20.495	6.03	0.529	0.891	0.033	100.4	3.2	15	OK
4	20.936	6.03	0.529	0.891	0.033	102.5	3.3	15	OK
5	20.884	6.03	0.529	0.891	0.033	102.3	3.3	15	OK
6	21.492	6.03	0.529	0.891	0.033	105.0	3.4	15	OK
7	22.262	6.03	0.529	0.891	0.033	109.0	3.5	15	OK
8	22.249	6.03	0.529	0.891	0.033	109.0	3.5	15	OK
9	23.36	6.03	0.529	0.891	0.033	114.4	3.7	15	OK

Tableau V.7: Vérification des poutres principales en travées à l'ELS.

Niveau	M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ	β	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{adm} [MPa]	Obs
1	41.442	6.78	0.595	0.886	0.042	92.2	3.9	15	OK
2	48.769	6.78	0.595	0.886	0.042	92	3.9	15	OK
3	52.599	6.78	0.595	0.886	0.042	89.3	3.7	15	OK
4	57.412	6.78	0.595	0.886	0.042	100	42	15	OK
5	65.782	6.78	0.595	0.886	0.042	112.5	4.7	15	OK
6	65.798	6.78	0.595	0.886	0.042	114	4.6	15	OK
7	65.584	6.78	0.595	0.886	0.042	119.1	5	15	OK
8	73.587	6.78	0.595	0.886	0.042	129.6	5.4	15	OK
9	55.944	6.78	0.595	0.886	0.042	90.3	3.8	15	OK

Tableau V.8 : Vérification des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niveau	M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ	β	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{adm} [MPa]	Obs
1	31.817	4.62	0.560	0.888	0.032	27.7	0.9	15	OK
2	34.111	4.62	0.560	0.888	0.032	36.7	1.2	15	OK
3	38.06	4.62	0.560	0.888	0.032	47.7	1.6	15	OK
4	42.018	4.62	0.560	0.888	0.032	64.5	2.2	15	OK
5	50.353	4.62	0.560	0.888	0.032	79.8	2.7	15	OK
6	49.805	4.62	0.560	0.888	0.032	87	2.9	15	OK
7	43.847	4.62	0.560	0.888	0.032	95.2	3.2	15	OK
8	47.451	4.62	0.560	0.888	0.032	107.6	3.6	15	OK
9	47.181	4.62	0.560	0.888	0.032	97.5	3.3	15	OK

Tableau V.9 : Vérification des poutres secondaires en travées à l'ELS

Niveau	M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ	β	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{adm} [MPa]	Obs
1	31.817	10.65	1.291	0.847	0.056	20.5	1.2	15	OK
2	34.111	10.65	1.291	0.847	0.056	31.8	1.8	15	OK
3	38.06	10.65	1.291	0.847	0.056	39.3	2.2	15	OK
4	42.018	10.65	1.291	0.847	0.056	49.2	2.8	15	OK
5	50.353	10.65	1.291	0.847	0.056	57.5	3.2	15	OK
6	49.805	10.65	1.291	0.847	0.056	62.5	3.5	15	OK
7	43.847	10.65	1.291	0.847	0.056	67.7	3.8	15	OK
8	47.451	10.65	1.291	0.847	0.056	73.4	4.1	15	OK
9	47.181	10.65	1.291	0.847	0.056	71	4	15	OK

Tableau V.10: Vérification des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.

V.3.2 L'ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

✓ **Calcul de la flèche :** On effectue le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

• **Sens principal :**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0,0889 \geq 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0889 \geq \frac{23,36}{10 \times 73,587} = 0,066 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{6,78}{30 \times 42} = 0,0053 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sens secondaire :**

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{305} = 0,114 \geq 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,114 \leq \frac{50,353}{10 \times 27,36} = 0,184 \Rightarrow \text{conditions } \overline{\overline{\text{vérifiées}}}$$

$$\frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les poutres principales

V-4) DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes, qui stipulent que :

- ✓ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :
- A 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- A 1/4 de la plus grande portées des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

▼ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

▼ La disposition des cadres dans la zone nodale est, pour les poutres principales en zone nodale:

$$l' = \max 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \Rightarrow l' = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit 10 cadres espacés de 8 cm. (PP)}$$

V-5) FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant dans les deux sens (sens longitudinal et sens transversal). Ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons considérées puis en procédant à des vérifications à l'ELS.

V.5.1 : Combinaisons de charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 (Situation durable):

$$\text{E.L.U} : 1,35.G + 1,5.Q$$

$$\text{E.L.S} : G + Q.$$

Selon RPA 99 V 2003 (Situation accidentelle) :

$$G + Q + E_x$$

$$G + Q + E_y$$

$$0,8G + E_x$$

$$0,8G + E_y$$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E_x, E_y : actions du séisme dans le sens longitudinal et le sens transversal.

V.5.2 Diagrammes des efforts internes :

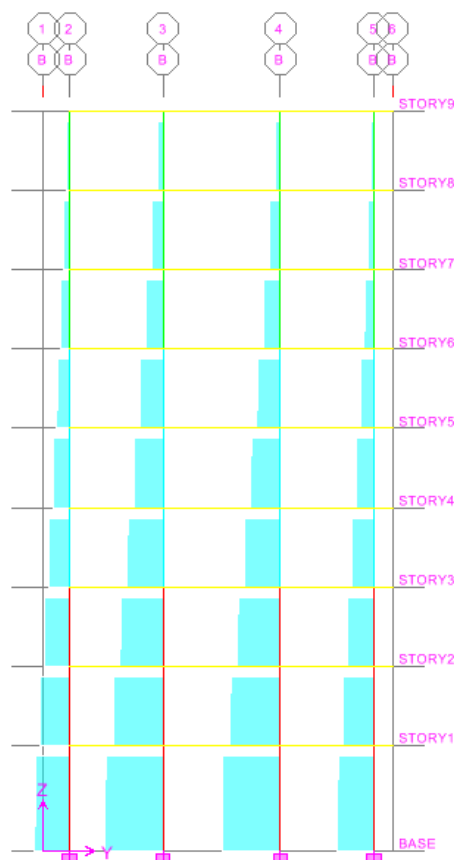


Figure V.4 : Diagrammes des efforts normaux du portique B

V.5.3 Recommandation du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent :

- Etre à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Avoir un diamètre minimal d'aciers de 12 mm ;
- Avoir une longueur de recouvrement minimal $L = 40\phi_{Lmin}$ (zone IIa)
- Avoir une distance entre barres longitudinales dans une face du poteau ne dépassant pas **25 cm** (zone IIa),
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Avoir un pourcentage recommandé par rapport à la section du béton, exprimé comme suit :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est $0,8\% \times b \times h$.
 - ✓ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage, $(40 \times 40) \text{ cm}^2$:
 $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Pour les poteaux du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage, $(35 \times 35) \text{ cm}^2$:
 $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.

✓ Pour les poteaux du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage, (30x30) cm² :
 $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% x b x h.
 ✓ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage, (40x40) cm² :
 $A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.

- ✓ Les poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage, (35x35) cm² :
 $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.

- ✓ Pour les poteaux du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage, (30x30) cm² :
 $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% x b x h :

- ✓ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage, (40x40) cm² :
 $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

- ✓ Pour les poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage, (35x35) cm² :
 $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$.

- ✓ Pour les poteaux du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage (30x30) cm² :
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales : Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur, qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$; a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15 \text{ cm}), \text{ en zone nodale.} \\ S_t \leq 15 \phi_l^{min}, \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

ϕ_l^{min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

▼ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

▼ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

▼ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{min}$.

V.5.4 Etapes de calcul en flexion composée :

a) Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

▼ **Section partiellement comprimée (SPC) :** Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

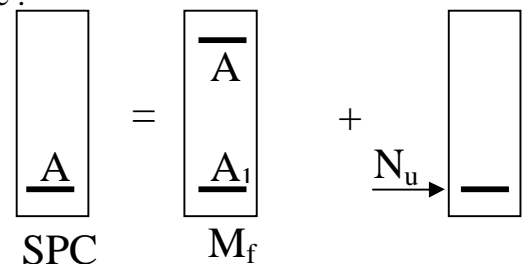


Figure V.5 : section rectangulaire du béton soumise à la flexion composée

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq 0.392$, la section est simplement armée.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad (\beta \text{ est déterminé du tableau}).$$

La section réelle d'armature est : $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si : $\mu \geq 0.392$ la section est doublement armée

On calcul: $M_{fl} = 0.392. b. d^2. f_{bu}$

$$\Delta M_f = M_f - M_{fl}$$

$$A_{stfl} = \frac{M_{fl}}{\beta_{fl}.d.\sigma_{st}} ; A_{st\Delta M} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fl}}{\beta_{fl}.d.\sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_{sc} = A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}} \text{ (Section d'armatures comprimées)}$$

$$A_{st} = A_{stf} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ (Section d'armatures tendues)}$$

▼ **Section entièrement comprimée (SEC)** : Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u.(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b.h^2.f_{bu}$$

Deux cas se présentent :

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b.h^2.f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b.h^2.f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{scs} = \frac{N - 100.y.b.h.f_{bu}}{100.S_s} ; A_{sci} = 0$$

$$\text{Si : } N_u.(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b.h^2.f_{bu}$$

Les sections d'armature sont :

$$A_{scs} = \frac{M_u - (d - 0.5.h).b.h.f_{bu}}{(d - c').S_s} ; A_{sci} = \frac{N - b.h.f_{bc}}{S_s} - A_{scs}$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{S_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

b) **Calcul du ferrailage:** Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel « socotec ». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

✓ **Ferrailage des poteaux à l'ELU, sens transversal M2 :**

Comb	N [KN]	M ₂₂ [KN.m]	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Section
ELU	N ^c _{max} = 185.23	M _{cor} =12.314	0	0	12.8	40x40
	N ^c _{min} =-507.85	M _{cor} =-2.225	0	0		
	N ^c _{cor} =877.49	M _{max} =13.368	0	0		
0.8G±E	N ^c _{max} =-30.37	M _{cor} =-1.735	0	0	12.8	
	N ^c _{min} =67.48	M _{cor} =8.624	0	0		
	N ^c _{cor} =390.88	M _{max} = 9.787	0	0		
G+Q±E	N ^c _{max} =15.36	M _{cor} = -2.296	0	0	12.8	
	N ^c _{min} =195.67	M _{cor} = 11.347	0	0		
	N ^c _{cor} =601.54	M _{max} =33.103	0	0		
ELU	N ^c _{max} =737.61	M _{cor} =8.798	0	0	9.8	35x35
	N ^c _{min} =256.67	M _{cor} =13.212	0	0		
	N ^c _{cor} =281.53	M _{max} =16.067	0	0		
0.8G±E	N ^c _{max} =395.76	M _{cor} =6.409	0	0	9.8	
	N ^c _{min} =43.77	M _{cor} =10.016	0.23	0		
	N ^c _{cor} =217.62	M _{max} =29.459	0	0		
G+Q±E	N ^c _{max} =572.68	M _{cor} =8.621	0	0	9.8	
	N _{min} =108.58	M _{cor} =12.946	0.1	0		
	N ^c _{cor} =330.73	M _{max} =33.408	0	0		
ELU	N ^c _{max} =350.72	M _{cor} =10.928	0	0	7.2	30x30
	N ^c _{min} =50.01	M _{cor} =12.846	0.61	0		
	N ^c _{cor} =135.38	M _{max} =15.247	0	0		
0.8G±E	N ^c _{max} =193.12	M _{cor} =5.118	0	0	7.2	
	N ^c _{min} =9.97	M _{cor} =10.23	0.91	0		
	N ^c _{cor} =55.43	M _{max} =21.514	1.49	0		
G+Q±E	N ^c _{max} =271.71	M _{cor} =6.186	0	0	7.2	
	N _{min} =22.21	M _{cor} =12.826	1.01	0		
	N ^c _{cor} =79.08	M _{max} =24.982	3.83	0		

Tableau V.11: Ferrailage des poteaux à l'ELU, sens transversal M2

✓ Ferrailage des poteaux à l'ELU, sens longitudinal M3 :

Comb	N [KN]	M ₃₃ [KN.m]	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Section		
ELU	N ^c _{max} =1185.23	M _{cor} =3.263	0	0	12.8	40x40		
	N ^c _{min} =-507.85	M _{cor} =0.315	0	0				
	N ^c _{cor} =812.9	M _{max} =5.959	0	0				
0.8G±E	N ^c _{max} =630.37	M _{cor} =9.238	0	0	12.8		40x40	
	N ^c _{min} =-67.48	M _{cor} =24.083	0.86	0				
	N ^c _{cor} =411.96	M _{max} =33.135	0	0				
G+Q±E	N ^c _{max} =915.36	M _{cor} =9.342	0	0	12.8			40x40
	N ^c _{min} =-195.67	M _{cor} = 42.973	0.60	0				
	N ^c _{cor} =541.73	M _{max} =35.012	0	0				
ELU	N ^c _{max} =737.61	M _{cor} =2.445	0	0	9.8	35x35		
	N ^c _{min} =-256.67	M _{cor} =4.173	0	0				
	N ^c _{cor} =281.53	M _{max} =8.942	0	0				
0.8G±E	N ^c _{max} =395.76	M _{cor} =13.51	0	0	9.8		35x35	
	N ^c _{min} =-43.77	M _{cor} =24.152	1.52	0				
	N ^c _{cor} = 205.81	M _{max} =34.737	0.3	0				
G+Q±E	N ^c _{max} =572.68	M _{cor} =12.986	0	0	9.8			35x35
	N _{min} =108.58	M _{cor} =19.258	0.14	0				
	N ^c _{cor} =270.34	M _{max} =37.027	0	0				
ELU	N ^c _{max} =350.72	M _{cor} =4.724	0	0	7.2	30x30		
	N ^c _{min} =-50.01	M _{cor} =4.839	0	0				
	N ^c _{cor} =62.7	M _{max} =8.1	0	0				
0.8G±E	N ^c _{max} =193.12	M _{cor} =12.016	0	0	7.2		30x30	
	N ^c _{min} =-9.97	M _{cor} =18.404	1.8	0				
	N ^c _{cor} =46.78	M _{max} =25.6	2.08	0				
G+Q±E	N ^c _{max} =271.71	M _{cor} =13.203	0	0	7.2			30x30
	N _{min} =22.21	M _{cor} =19.675	1.76	0				
	N ^c _{cor} =59.46	M _{max} =27.611	2.13	0				

Tableau V.12: Ferrailage des poteaux à l'ELU, sens longitudinal M3

▼ Ferrailage suivant les deux sens :

- **Poteaux (40x40) :**

Sens xx : $A_{S3 \max} = 0.86 \text{ cm}^2$

Sens yy : $A_{S2 \max} = 0 \text{ cm}^2$

Les poteaux **(40x40)** seront ferrillés avec la section minimale du RPA.

$A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrillage suivant :

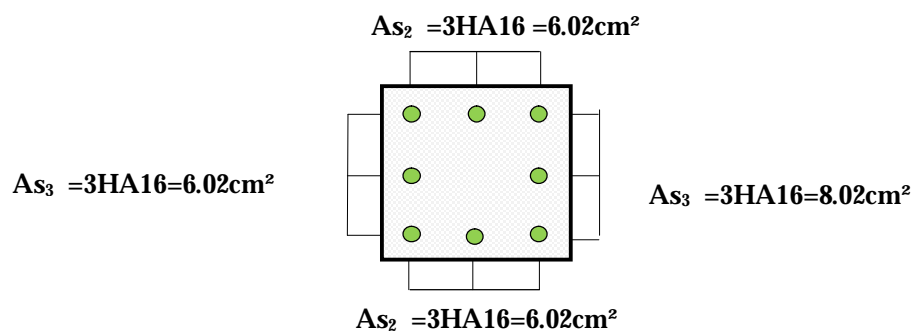


Figure V.6 : section de ferrillage du poteau (40x40)

La section totale de **8HA16 = 16.07 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$).

- **Poteaux (35x35) :**

Sens xx : $A_{S3 \max} = 1.52 \text{ cm}^2$

Sens yy : $A_{S2 \max} = 0.23 \text{ cm}^2$

Les poteaux **(35x35)** seront ferrillés avec la section minimale du RPA.

$A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrillage suivant :

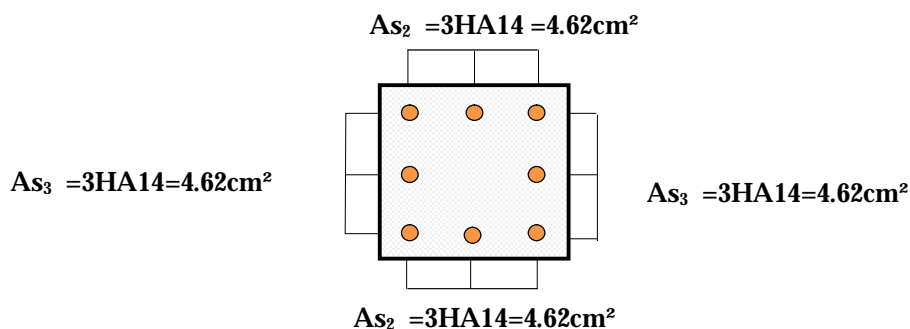


Figure V.7 : section de ferrillage du poteau (35x35)

La section totale de **8HA14** = **12.31cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$).

• **Poteaux (30x30) :**

Sens xx: $A_{S3 \max} = 2.13 \text{ cm}^2$

Sens yy: $A_{S2 \max} = 3.38 \text{ cm}^2$

Les poteaux **(30x30)** seront ferrillés avec la section minimale du RPA.

$A_{s \min} = 7.2 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrillage suivant :

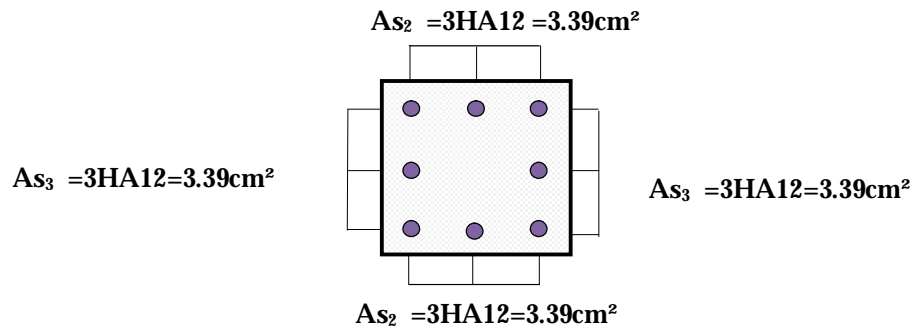


Figure V.8 : section de ferrillage du poteau (30x30)

La section totale de **8HA12** = **9.05cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \min} = 7.2 \text{ cm}^2$)

V.5.5 Vérification du ferrillage à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{20.00 \times 1000}{350 \times 320}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ MPa}$ —————> donc les contraintes sont vérifiées.

b) **Calcul des armatures transversales :** Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux.

✓ **Diamètre des armatures transversales :** D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$f_t = \frac{f_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } f_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

Avec :

f_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

▼ **Espacement des armatures transversales** : Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale : $S_t \leq \min (10 f_1^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1.2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$.

• **En zone courante** : $S_t \leq \min 15 f_1^{\min} = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 14\text{cm}$.

• **Poteaux de (40x40)** :

En zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20\text{cm}^2$

En zone courante : $S_t = 14\text{cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 14 = 1.68\text{ cm}^2$

• **Poteaux de 35x35** :

En zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{cm}^2$

En zone courante : $S_t = 14\text{ cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 14 = 1.47\text{cm}^2$

• **Poteaux de 30x30** :

En zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9\text{cm}^2$

En zone courante : $S_t = 14\text{ cm}$. $A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 14 = 1.26\text{ cm}^2$

Conclusion : Les armatures transversales de tous les poteaux seront composées de 2 cadres $\Phi T 8$.

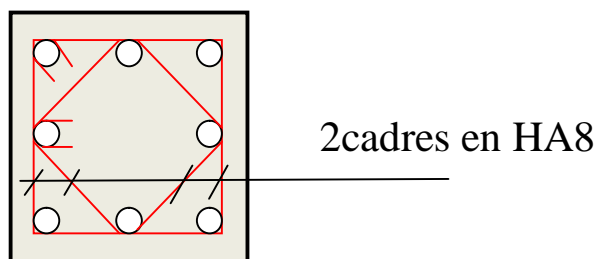


Figure V.9 : section d'armatures transversales

▼ **Longueurs de recouvrement** : $L = 40 f_l = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$.

▼ **Vérification de la quantité d'armatures** : La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12 b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow I_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}, l_f = 0.7 h$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18.55$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21.20$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24.73$$

Conclusion : $I_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b$

▼ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max\{59.44, 50, 60\} = 60 \text{ cm}$$

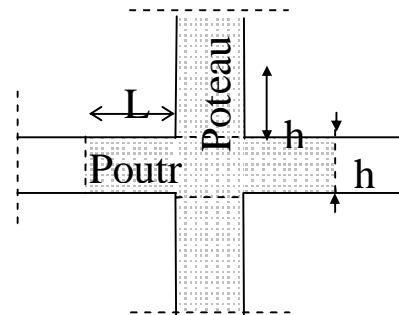


Figure V.10 : Délimitation de la zone nodale

V.5.6 Vérification du ferrailage à l'ELU :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- L'état limite d'ouverture des fissures : Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.
- La contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$.
- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :
- $X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - c') - A_s(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)}$ On calcul l'inertie de la section homogène totale
- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15[A_s'.(0.5.h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5.h + X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

- $\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \cdot (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$ Sur la fibre supérieure.
- $\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \cdot (\frac{h}{2} + X_G)}{I}$ Sur la fibre inférieure.

Remarque :

-Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- on vérifie que : $\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ → la section est partiellement comprimée.

Vérification d'une section partiellement comprimée : Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_P .

l_c : la distance entre le centre de pression C_P et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $P = -3xl_c^2 - 6.n.\overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6xn.\overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6xn.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

pour la résolution de l'équation , on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$, $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$.
- Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a.\cos\left(\frac{a}{3}\right) ; y_2^2 = a.\cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a.\cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul :

• **Sens transversal :**

Section	N [KN]	M ₂₂ [KN.m]	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	σ _{bc} [MPa]		σ _{st} [MPa]		[MPa]	S _s [MPa]	nat	obs
					sup	inf	sup	inf				
40X40	N _{max} = 862.32	M _{cor} = -1.615	6.02	6.02	4.7	5	71	74.2	15	348	sec	OK
	N _{min} = 368.62	M _{cor} = 8.993	6.02	6.02	2.8	1.5	41.5	23.6	15	348	sec	OK
	N _{cor} = 407.22	M _{max} = 12.303	6.02	6.02	3.2	1.4	46.5	22.1	15	348	sec	OK
35X35	N _{max} = 536.72	M _{cor} = -6.387	4.62	4.62	3.2	4.6	49.7	68.4	15	348	sec	OK
	N _{min} = 186.3	M _{cor} = 9.648	4.62	4.62	2.4	0.3	34.7	6.3	15	348	sec	OK
	N _{cor} = 346.58	M _{max} = 11.673	4.62	4.62	3.8	1.3	55.3	21	15	348	sec	OK
30X30	N _{max} = 255.41	M _{cor} = 7.944	3.39	3.39	3.8	1.1	53.9	19.9	15	348	sec	OK
	N _{min} = 36.35	M _{cor} = 9.416	3.39	3.39	2.4	0.0	30.1	-46.6	15	348	spc	OK
	N _{cor} = 98.85	M _{max} = 11.065	3.39	3.39	3.0	0.0	40.5	-19.0	15	348	spc	OK

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte suivant le sens transversal

• **Sens longitudinal :**

Section	N [KN]	M ₃₋₃ [KN.m]	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	σ _{bc} [MPa]		σ _{st} [MPa]		S _b [Mpa]	S _s [MPa]	nat	obs
					sup	inf	sup	inf				
40X40	N _{max} = 862.32	M _{cor} = -0.225	6.02	6.02	4.8	4.9	72.4	72.9	15	348	sec	OK
	N _{min} = 368.62	M _{cor} = 2.359	6.02	6.02	2.3	2	34.9	30.2	15	348	sec	OK
	N _{cor} = 473.02	M _{max} = 6.124	6.02	6.02	3.1	2.2	45.9	33.8	15	348	sec	OK
35X35	N _{max} = 536.72	M _{cor} = 1.788	4.62	4.62	4.1	3.7	61.7	56.4	15	348	sec	OK
	N _{min} = 186.3	M _{cor} = 3.017	4.62	4.62	1.7	1.0	24.9	16.1	15	348	sec	OK
	N _{cor} = 205.28	M _{max} = 6.486	4.62	4.62	2.2	0.8	32.1	13.1	15	348	sec	OK
30X30	N _{max} = 255.41	M _{cor} = -3.444	3.39	3.39	1.9	3	29.5	44.3	15	348	sec	OK
	N _{min} = 36.35	M _{cor} = 3.505	3.39	3.39	1.0	0.0	13.3	-4.0	15	348	spc	OK
	N _{cor} = 45.96	M _{max} = 5.884	4.21	4.21	1.6	0.0	21.0	-13.3	15	348	spc	OK

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte suivant le sens longitudinal.

V-6) FERRAILLAGE DES VOILES :

V.6.1 Introduction :

Le voile est un élément structurel de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone 1 : RDC, 1^{er} et 2^{em} étage.

Zone 2 : 3^{em}, 4^{em} et 5^{em} étage.

Zone 3 : 6^{em}, 7^{em} et 8^{em} étage,

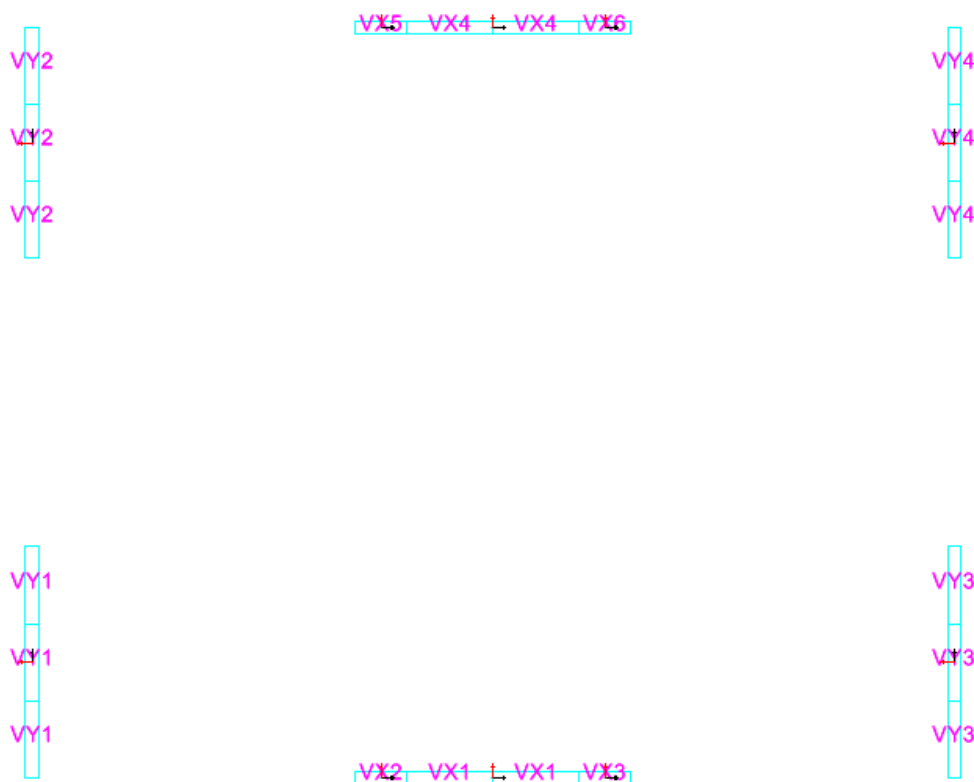


Figure V.11 : Vue en plan de la disposition des voiles

V.6.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91 :

1.35G + 1.5Q à l'ELU

G + Q à l'ELS

Selon le RPA version 2003 :

0.8G + E_x

0.8G + E_y

G+Q + E_x

G+Q + E_y

V.6.3 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

V.6.4 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

▼ Section entièrement comprimée :

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec :

e : épaisseur du voile

▼ Section partiellement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

▼ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

a) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{S_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{S_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

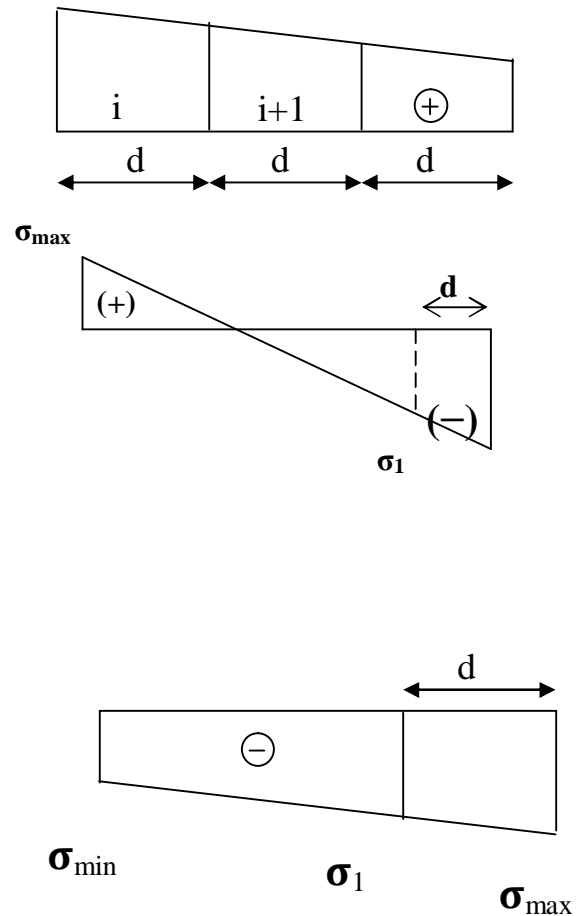


Figure V.12 : diagramme des contraintes

b) Armatures minimales :

- **Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5 \% \quad \text{avec} \quad B : \text{section du béton comprimée}$$

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91})$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

✓ **Exigences de RPA2003 (Art. A.7.7.4.3) :** Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courantes 0.10 %

c) Armatures horizontales : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$\text{D'après le BEAL 91: } A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

d) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) : Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles, dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) Armatures de coutures (Art 7.7.4.3 RPA 2003) : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures, dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Potelet : Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

g) Espacement : D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

h) Longueur de recouvrement : Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) Diamètre maximal : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

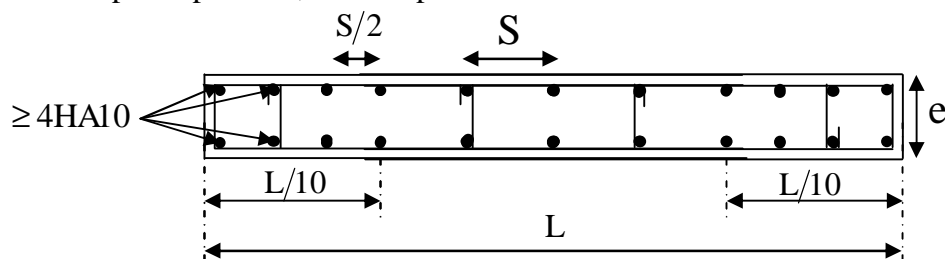


Figure V.13: Disposition des armatures verticales dans les

V.6.5 Vérification :

a) Vérification à l'ELS : Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91: Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

t_u : Contrainte de cisaillement

$$t_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

V.6.6 Exemple de calcul :

a) Caractéristiques géométriques : Soit à calculer le ferrailage du voile

(VX1, VX4) de la zone I :

$$L = 2.7 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m} ;$$

$$V = V' = 1,35 \text{ m} ; B = 0,54 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} S_{\max} = 3238.9 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ S_{\min} = -5868.28 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

b) Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{3238.9}{3238.9 + 5868.28} \cdot 2.7 = 0.96 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c$$

$$\text{D'où : } L_t = 1.74 \text{ m}$$

c) Calcul de la longueur (d) : Le découpage du diagramme en trois bandes de longueur (d) :

On prend : $d = 0.58 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0.64\text{m}$$

d) Détermination de N :

$$s_1 = (s_{\min}) \frac{d}{L_t} = -1956.09 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 794.17 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 113.45 \text{ KN}$$

e) Calcul des armatures verticales :

1^{er} tronçon :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{s_{s2}} = \frac{794.17 \times 10}{348} = 22.82 \text{ cm}^2$$

2^{ième} tronçon :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{s_{s2}} = \frac{113.45 \times 10}{348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

f) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T \times 1.4}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 450.07}{40}$$

$$A_{vj} = 17.33 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction, dus aux moments de renversements.

g) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max\left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$= \max(1.74 \text{ cm}^2, 6.09 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2$$

h) ferrailage adopté :

$$A_v = A_{v\max}/2 + A_{vj}/4 = 13.77 \text{ cm}^2.$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique. Soit : 8 HA16 = 16.09 cm²/ nappe

i) Armatures horizontales :

Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 58 = 1.74 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{16.09 \times 2}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$

On prend : 4HA16/ ml/ nappe $\xrightarrow{\text{soit}}$ $A_H = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

j) Armatures transversales :

On prend : 4 épingle de f8 / m²

k) Vérification des contraintes de cisaillements :

RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$t_b = \frac{1,4 \times 450.07 \times 10}{0,9 \times 270 \times 20} = 1,296 \text{ MPa}$$

$$t_b = 1,296 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

BAEL91 :

$$b_o = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 2.70 = 2.43 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{450.07 \times 10}{20 \times 0,9 \times 270} = 0.926 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,926 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

l) Vérification à l'ELS :

$$\bar{S}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{988.11 \times 10^3}{200 \times 580 + 15 \times 32.18 \times 10^2} = 6.02 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = 6.02 \text{ MPa} < \bar{S}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

N.B : La même procédure de calcul est à suivre pour le ferrailage du reste des voiles, que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

✓ **Les résultats du calcul :** Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Ferrailage des voiles longitudinaux : Voiles (VX1 ; VX4) :**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	2.7	2.7	2.7	
	e (cm)	0.20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0.54	0.54	0.52	
Solicitations de calcul	S _{max} (KN/m ²)	3238.9	1864.86	4412.7	
	S _{min} (KN/m ²)	-5868.28	-3481.69	-4150.8	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	450.07	317.34	172.79	
	L _c (cm)	0.96	0.94	1.138	
	L _t (cm)	1.74	1.76	1.56	
	d (cm)	0.58	0.58	0.52	
	s ₁ (KN/m ²)	-1956.09	-1147.37	-1383.6	
	s ₂ (KN/m ²)	-	-	-	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	794.17	268.48	287.8
		N ₂	113.45	66.54	71.95
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	22.82	7.91	5.8
		A'2 (cm ²)	3.26	1.91	2.07
		Avj (cm ²)	17.33	12.21	6.65
		A1 = A'1+A _{vj} /4	13.77	15.63	6.9
		A2 = A'2+A _{vj} /4	5.96	4.01	4.01
	A _{min} (cm ²)	6.09	6.09	5.46	
	A adoptée/nappe (cm ²)	16.09	16.09	6.78	
	Choix des barres /nappe	8HA16	8HA16	6HA12	
	S _t (cm)	8	8	9	
	A _H /nappe (cm ²)	8.04	8.04	4.52	
	Choix des barres /nappe	4HA16	4HA16	4HA12	
A _t (cm ²)	4 épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	t _b =5[MPa]	1.296	0.81	0.44
		t _u =3.25[MPa]	0.926	0.58	0.31
	ELS	S _{bc} =15[MPa]	6.01	4.38	3.08

Tableau V. 16: voiles longitudinaux (VX1 ;VX4) :

- Voiles (VX2, VX3 ,VX5 ,VX6):

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	0.8	0.8	0.8	
	e (cm)	0.20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0.16	0.16	0.16	
Solicitations de calcul	S _{max} (KN/m ²)	5409.98	1948.87	3768.45	
	S _{min} (KN/m ²)	-8160.71	-3654.26	-4795.04	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	111.82	81.25	58.46	
	L _c (cm)	0.32	0.28	0.35	
	L _t (cm)	0.48	0.52	0.45	
	d (cm)	0.16	0.17	0.15	
	s ₁ (KN/m ²)	-2720.24	-1194.65	-1598.33	
	s ₂ (KN/m ²)	-	-	-	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	174.1	82.43	95.9
		N ₂	43.52	20.31	23.97
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	5.00	2.36	2.7
		A'2 (cm ²)	1.25	0.58	0.6
		A _{vj} (cm ²)	4.3	3.13	2.25
		A1 = A'1+A _{vj} /4	3.57	1.93	1.91
		A2 = A'2+A _{vj} /4	1.82	1.07	0.86
	A _{min} (cm ²)		1.68	1.78	1.57
	A adoptée/nappe (cm ²)		4.52	3.14	3.14
	Choix des barres /nappe		4HA12	4HA10	4HA10
	S _t (cm)		4	4	4
	A _H /nappe (cm ²)		3.14	2.01	2.01
	Choix des barres /nappe		4HA10	4HA8	4HA8
A _t (cm ²)		4 épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	t _b =5[MPa]	0.28	0.2	0.15
		t _u =3.25[MPa]	0.8	0.15	0.11
ELS	S _{bc} =15[MPa]	6.45	4.94	2.91	

Tableau V. 17: voiles longitudinaux (VX2, VX3 ,VX5 ,VX6):

• Ferrailage des voiles transversaux : (VY1 ;VY2 ; VY3 ;VY4) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	
	e (cm)	0.20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0.72	0.72	0.72	
Solicitations de calcul	S _{max} (KN/m ²)	3770.81	2039.14	3768.45	
	S _{min} (KN/m ²)	-6306.02	-3309.79	-4795.04	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	396.43	308.9	198.2	
	L _c (cm)	1.34	1.37	1.58	
	L _t (cm)	2.26	2.23	2.02	
	d (cm)	0.75	0.74	0.67	
	s ₁ (KN/m ²)	-1805.16	-1098.32	-1590.41	
	s ₂ (KN/m ²)	-	-	-	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	608.33	326.2	427.82
		N ₂	135.38	81.27	106.55
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	17.48	9.37	12.29
		A'2 (cm ²)	3.89	2.3	3.06
		A _{vj} (cm ²)	15.26	11.89	7.63
		A1 = A'1+A _{vj} /4	12.55	7.65	8.05
		A2 = A'2+A _{vj} /4	7.76	4.12	3.44
	A _{min} (cm ²)		7.87	7.77	7.03
	A adoptée/nappe (cm ²)		16.09	12.31	12.31
	Choix des barres /nappe		8HA16	8HA14	8HA14
	S _t (cm)		10	9	8
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.15	6.15
	Choix des barres /nappe		4HA16	4HA14	4HA14
A _t (cm ²)		4 épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	t _b =5[MPa]	1.01	0.78	0.5
		t _u =3.25[MPa]	0.72	0.56	0.36
	ELS	S _{bc} =15[MPa]	5.89	4.49	2.56

Tableau V. 18: voiles transversaux : (VY1 ;VY2 ; VY3 ;VY4) :

V.6.7 : Ferrailage des linteaux :

Comme précédemment énoncé, les linteaux sont soumis à **M** et **V**. En effet, ce sont des poutres doublement encastées, qui constituent la liaison entre les différents trumeaux d'un même voile. De ce fait, le RPA 2003 propose de ferrailer les linteaux comme suit :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : D'après l'article (7-7-2) du RPA 2003, les linteaux doivent satisfaire la condition :

$$\zeta_h \leq \bar{\zeta}_h - 0.2 f_{c28}$$

$$\bar{\zeta}_h = \frac{1.4 V_u}{b_u d}$$

Une fois cette condition vérifiée, d'après l'article 7-7-3 du RPA 2003, deux cas peuvent se présenter :

✓ **Premier cas :** Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec des efforts M, V)
 $\zeta_b \leq 0.06 f_{c28}$:

Nous aurons à disposer dans ce cas :

- Des aciers longitudinaux de flexion. (A_l)
- Des aciers transversaux. (A_t)
- Des aciers en zone courante (aciers de peau) (A_c)

• **Aciers longitudinaux :**

$$A_L \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d'$$

h : hauteur du linteau.

d' : distance d'enrobage.

M : moment du à V=1.4V_u

• **Aciers transversaux :**

Si: $\lambda_g = (l/h) > 1$ alors $s \leq (A_t \cdot f_e \cdot z) / (1.4 V_u)$

Si: $\lambda_g \leq 1$ alors $s \leq (A_t \cdot f_e \cdot l) / (V + A_t \cdot f_e)$

Avec:

$$V = \min[V_1 ; V_2] ; V_2 = 2V_u ; V_1 \leq (M_{ci} + M_{cj}) / l_{ij} .$$

M_{ci}, M_{cj} : moments ultimes des sections d'about à gauche et à droite.

l_{ij} : portée du linteau.

$$M_C = A_l \cdot f_e \cdot z \text{ et } z = h - 2d'$$

✓ **Deuxième cas :** Dans ce cas, des armatures diagonales **AD** sont à disposer obligatoirement afin de reprendre les efforts dus à **M** et **V** :

$$\zeta_b > 0.06 f_{c28}$$

Des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), transversales ainsi que des armatures de peau doivent être mis en place suivant les minimums réglementaires.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$V = V_u$$

Les minimums réglementaires sont les suivants :

- **Aciers longitudinaux :**
 $(A_t, A_t') \geq 0.0015 b.h$
- **Aciers transversaux :**
 Pour: $\zeta b \leq 0.025 f_{c28} : A_t \geq 0.0015 b.s$
 Pour: $\zeta b > 0.025 f_{c28} : A_t \geq 0.0025 b.s$
- **Aciers en zone courante (armatures de peau):**
 $A_c \geq 0.0020 b.h$
- **Armatures diagonales :**
 $A_D \geq 0.0015 b.h$ si: $\zeta b > 0.06 f_{c28}$
 $A_D = 0$ si: $\zeta b \leq 0.06 f_{c28}$

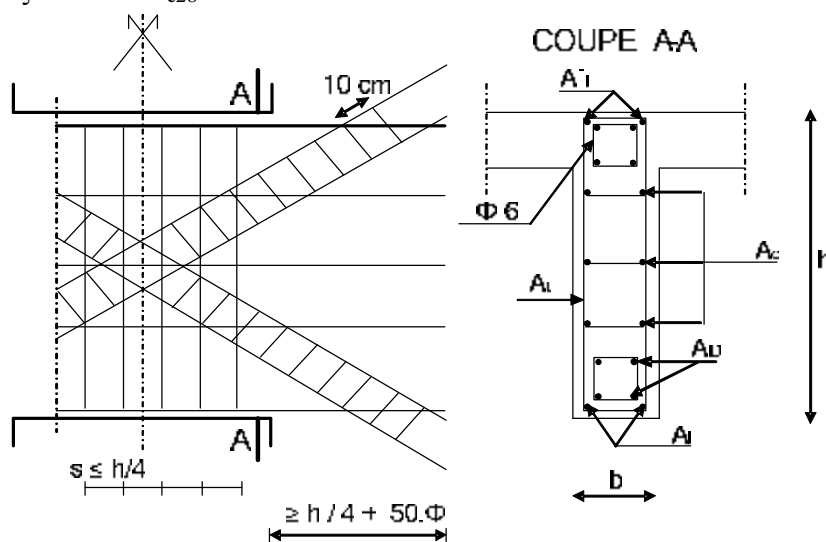


Figure V.14 : Armatures des linteaux

Remarque : Dans notre structure, les voiles ne contiennent pas des linteaux .



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DES FONDATIONS :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Ø Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Ø Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI-1. Choix du type de fondations :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ü La résistance du sol,
- ü La profondeur des bonnes couches du sol,
- ü Le tassement du sol,
- ü Le mode de construction de la structure.
- ü Le site.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S > 50\% S_{\text{semelle}}$), le choix se portera sur un radier général.

VI-1.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

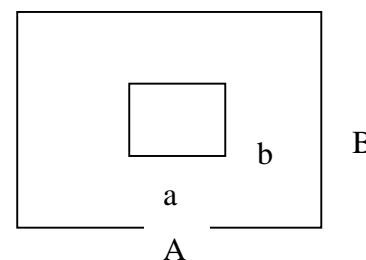
$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow B = 1 \times A$$

$$\text{D'où : } A \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

On a:

$$N_{\text{ser}} = 748.97 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN.m}^2 \quad \Rightarrow \begin{cases} A = 1.94 \text{ m} \\ B = 1.94 \end{cases}$$



Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI-1.2 Semelles filantes :

VI-1.2.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Rightarrow S_{sol} \geq \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{s_{sol}} \times \frac{1}{L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle continue sous le voile considéré.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

s_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN.m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$)

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

✚ Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L(m ²)
VX1	988.11	2.7	1.464	3.953
VX2	293.77	0.8	1.469	1.175
VX3	293.77	0.8	1.469	1.175
VX4	882.46	2.7	1.307	3.53
VX5	262.37	0.8	1.312	1.05
VX6	262.37	0.8	1.312	1.05
				$\Sigma S = 11.933$

✚ Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L(m ²)
VY1	1062.34	3.6	1.18	4.248
VY2	1168.56	3.6	1.298	4.671
VY3	1062.34	3.6	1.18	4.248
VY4	1168.56	3.6	1.298	4.671
				$\Sigma S = 17.838$

La surface des semelles filantes sous voiles est : **S = 29.771 m²**

VI-1.2.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Le portique le plus sollicité est le portique (D)

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

ü Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

ü Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

ü Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

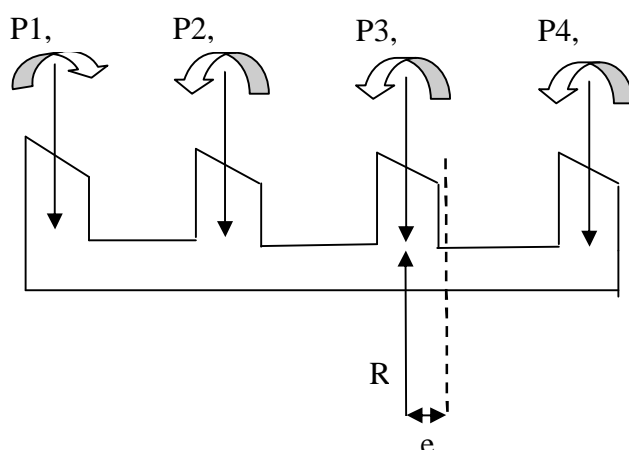


Fig VI-1 : Répartition des efforts dans la semelle

c) Application :

$L_t = 13.8$ m (le débord de 0.85m de chaque coté compris).

✚ Détermination de la résultante des charges :

poteau	N= G+Q (kN)	e_i (m)	N . e_i (kNm)	Mi
1	293.33	6.05	1774.65	5.645
2	748.97	1.55	1160.9	0.129
3	734.09	-1.55	-1137.84	0.346
4	261.97	-6.05	-1584.92	-6.398
	2038.36		212.79	-0.278

$$e = \frac{212.79 - 0.278}{2038.36} = 0.104 \text{ m}$$

✚ Distribution de la réaction par mètre linéaire:

$$e = 0.104 < \frac{L}{6} = \frac{13.8}{6} = 2.3 \text{ m}$$

=> Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2038.36}{13.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.104}{13.8}\right) = 151.05 \text{ KN/m}$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{151.05}{250} = 0.6 \text{ m} \text{ on prend } B = 0.8 \text{ m}$$

On aura donc :

$$S = 0.8 \times 13.8 = 11.04 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 11.04 \times 4 = 44.16$$

$$S_t = S_v + S_p$$

$$S_t = 29.771 + 44.16 = 73.93 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_t = 171.99 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{73.93}{171.99} = 0.43 \text{ (43\%)}$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ,donc on opte pour des semelles filantes.

✚ **La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{80-40}{4} + 5cm = 15cm$$

On prend : $h_s = 20cm$

B : Largeur de la semelle

b : largeur du poteau dans le sens de B

Dimensions adoptés :

L = 13.8m, B = 100cm, $h_s = 20cm$, $c = c' = 5cm$, $d = 15cm$

Vérification de la contrainte réelle du sol :

$$s_{sr} = \frac{q_{(3/4)}}{B} = \frac{151.05}{800} = 0,189MPa$$

$$s_{sr} = 0,189MPa < \overline{s_{sol}} = 0,25MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-1.2.3 Dimensionnement de la poutre de redressement :

• La hauteur :

$$\frac{Li}{9} \leq hp \leq \frac{Li}{6} \Rightarrow \frac{450}{9} \leq hp \leq \frac{450}{6}$$

$$50cm \leq hp \leq 75cm$$

On prend : $h_p = 65cm$

• La largeur :

$$\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp$$

$$21.67cm \leq bp \leq 43.33cm$$

On prend : $bp = 40cm$

✚ **Le ferrailage (ELU) :**

- Semelle : dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montages.
- dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

1- Ferrailage de la poutre de redressement :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthodes des trois moments).

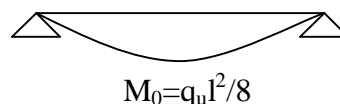
Méthode forfaitaire :

✚ Travée articulée (indépendante) :

$$M_0^1 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{151.05 \times 3.60^2}{8} = 244.7 \text{ KN.m}$$

$$M_0^2 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{151.05 \cdot 4.50^2}{8} = 382.34 \text{ KN.m}$$

$$M_0^3 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{151.05 \cdot 3.60^2}{8} = 244.7 \text{ KN.m}$$



✚ Semi encastrée :

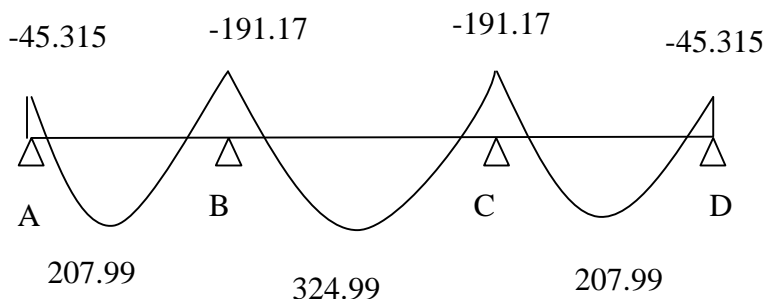


Figure VI-1- Diagramme des moments fléchissant

Calcul du ferrailage :

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivant :

$$A_{min}=0.23. b. d .ft_{28}/ f_c$$

Aux appuis :

Appuis	Ma(KN.m)	m	b	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation	A _{adopté} (cm ²)
A	45.315	0.022	0.989	2.19	2.89	Amin>Au	4HA12
B	191.17	0.093	0.951	9.63	2.89	Amin<Au	4HA14+4HA12
C	191.17	0.093	0.951	9.63	2.89	Amin<Au	4HA14+4HA12
D	45.315	0.022	0.989	2.19	2.89	Amin>Au	4HA12

En travée :

Travée	Mt(KN.m)	m	b	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	observation	A _{adopté} (cm ²)
A-B	207.99	0.101	0.947	10.52	2.89	Amin<Au	4HA16+4HA12
B-C	324.99	0.159	0.912	17.01	2.89	Amin<Au	4HA20+4HA14
C-D	207.99	0.101	0.947	10.52	2.89	Amin<Au	4HA16+4HA12

✚ Vérification des contraintes à l'ELS :

Dans le béton :

On doit vérifier que : $s_{bc} = \frac{S_{s'}}{K_1} \leq \bar{S}_b = 15MPa$

$$r_1 = \frac{100.A}{b.d} \Rightarrow \text{On tire du tableau } b_1 \text{ et } K_1$$

Dans l'acier :

$$s_s = \frac{M_{sr}}{A.b_1.d}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_1.d.s_{st}}$$

$$\bar{S}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(240, 110 \sqrt{n.ft_{28}}) \right] = 240MPa$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau ci après :

Aux appuis :

Appuis	Ma	r_1	K_1	b_1	S_{st}	S_{bc}	observation
A	36.14	0.188	56.43	0.930	143.29	2.54	Vérifiée
B	140.98	0.444	34.02	0.898	245.22	7.2	Vérifiée
C	140.98	0.444	34.02	0.898	245.22	7.2	Vérifiée
D	36.14	0.188	56.43	0.930	143.29	2.54	Vérifiée

En travées :

Travée	Mt	r_1	K_1	b_1	S_{st}	S_{bc}	Observation
A-B	182.7	0.52	30.87	0.891	272.09	8.81	vérifier
B-C	229.34	0.78	24.37	0.873	234.01	9.6	Vérifier
C-D	182.7	0.52	30.87	0.891	272.09	8.81	vérifier

• **Vérification au cisaillement :**

$$t_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{g_b}; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5MPa; 4MPa \}$$

$$V_u = \frac{q.L}{2} = \frac{151.05 \times 4,5}{2} = 339.86 KN$$

$$t_u = \frac{339.86 \cdot 10^3}{400.600} = 1,42MPa < 2,5MPa \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul d'armatures transversal :**

$$f \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; f_L \max \right\}$$

$$f \leq \min \left\{ \frac{65}{35}; \frac{40}{10}; 2cm \right\}$$

On prend $f_t = 8mm$

On adopte 2 cadres de f8 $\Rightarrow A_t = 2,01cm^2$

• **Calcul des espacements (BAEL) :**

$$St \leq \min(0,9.d; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4.b} = \frac{2,01 \cdot 100 \cdot 400}{0,4 \cdot 400} = 50,25cm$$

$$St \leq \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{b g_s (t - 0,3 f_{ij})} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 2,01}{40 \cdot 1,15 (1,09 - 0,3 \cdot 2,1)} = 34,20cm$$

Selon le RPA99 (ADDENDA2003) :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12f_l\right) = \min(16.25; 14.4) = 14.4 \text{ cm}$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

On prend: $St = 15 \text{ cm}$

On a: $At \geq 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2$
 $At = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ f } 1,8 \text{ cm}^2$

• **Longueur de recouvrement:**

La longueur minimale de recouvrement est : $Ls \geq 40\phi_1$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°

Armatures dans le sens B (largeur de la semelle) :

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_B = \frac{N_u (B - b)}{8d_{st}} \quad A_B : \text{ donnée par mètre linéaire (cm}^2/\text{ml)}$$

$$N_u = s_{(3/4)} \cdot B \cdot 100$$

$$A_B = \frac{151.05 \times 10^3 \times (800 - 400)}{8 \times 600 \times 348 \times 10^2} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_u}{4} \times B = \frac{3.14}{4} \times 1,00 = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T18 = 2.01 \text{ cm}^2$

VI-1.2.4 Semelle sous mur de refond V_t :**a) Dimensionnement : (ELS)**

$$N_{ser} = 1168.56 \text{ KN}, L = 3.6\text{m}, \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa.}$$

La largeur de la semelle :

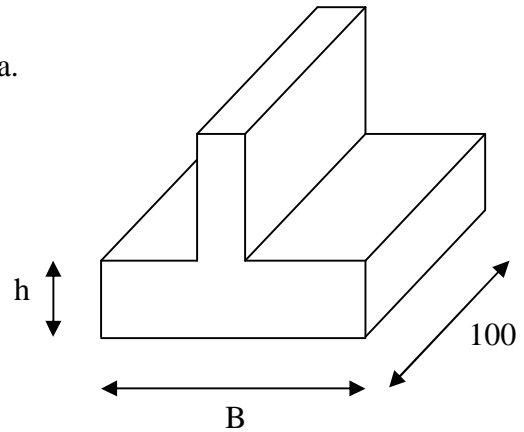
$$B \geq \frac{N_{SER}}{\bar{S}_{SOL} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{1168.56}{250 \times 3.6} = 1.29\text{m}$$

On prend : $B = 1.5\text{m}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} = \frac{150 - 20}{4} + 5 = 37.5\text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

**b) Vérification de la contrainte de sol :**

$$S_{SOL} = \frac{N_{SER} + G_{SER}}{B \times L} \leq \bar{S}_{SOL}$$

$$\text{D'où: } G_{SER} = 25 \times 0,4 \times 2 \times 1.5 = 30\text{KN}$$

$$S_{SOL} = \frac{1168.56 + 30}{1,50 \times 3.60} = 221.9\text{KN} / \text{m}^2 \leq \bar{S}_{SOL} = 250\text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow C.V$$

c) Calcul des armatures:

$$Nu = 1168.56 \text{ KN}$$

$$Mu = \frac{Nu(B - b)}{8B} = \frac{1168.56(1.5 - 0,2)}{8 \times 1.5} = 126.59\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{126.59}{1168.56} = 0,108\text{m} = 10.8\text{cm}$$

$$e < \frac{B}{18} = \frac{150}{18} = 4,44\text{cm}$$

On utilise la méthode des consoles, soit

Les armatures sont déterminées pour équilibrer le moment M_u qui s'applique dans la section située à $0,35b$ de l'axe du côté du moment M_{eu} .

$$M_u = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(1 + \frac{4e}{B}\right) \frac{N_u}{2B}$$

$$M_u = \left(\frac{1.50}{2} - 0.35 \times 0.2\right)^2 \left(1 + \frac{4 \times 0.108}{1.50}\right) \frac{1168.59}{2 \times 1.5} = 231.99 \text{ KN.m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{0.9d \times \sigma_{st}} = \frac{231.99 \times 10^2}{0.9 \times 350 \times 34.8} = 21.16 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA20 + 2HA14 = 21.93 \text{ cm}^2$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{21.93}{4} = 5.48 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$

• **Ancrage des barres :**

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

Pour l'acier HA fe E400 $l_s = 40f = 80 \text{ cm}$.

Calcul de la longueur d'ancrage :

$$t_{se} = 0,6\gamma^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

t_{se} = Contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

γ_s = Coefficient de scellement (BAEL).

$\gamma_s = 1$ Pour les aciers lisses.

$\gamma_s = 1.5$ Pour les aciers de haute adhérence.

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_{su}} = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour feE400, acier HA, $L_s = 40f \Rightarrow L_s = 56 \text{ cm}$.

On opte pour des crochets à 45° avec $L_s' = 0,4L_s$

$$L_s' = 0,4 \cdot 56 = 22,40 \text{ cm}$$

$$L_s' = 25 \text{ cm}$$

VI-1.2.5 -Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20\text{KN}$$

N : 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 du site considéré.

A-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S2 et S3 .

B-Ferraillage des longrines :

La catégorie du site est : S2 → $\alpha = 12$ (RPA 2003)

$$F = 1027.62/12 = 85.63 > 20\text{KN}$$

$$A_s = \frac{85.63 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 : A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\Phi = \min\{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre T8 → $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min\{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 15\text{cm}$

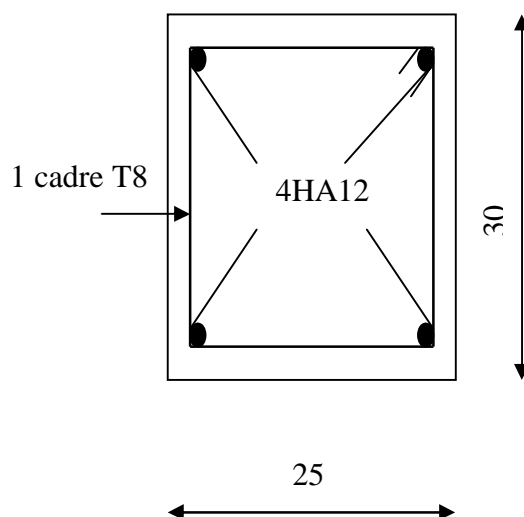
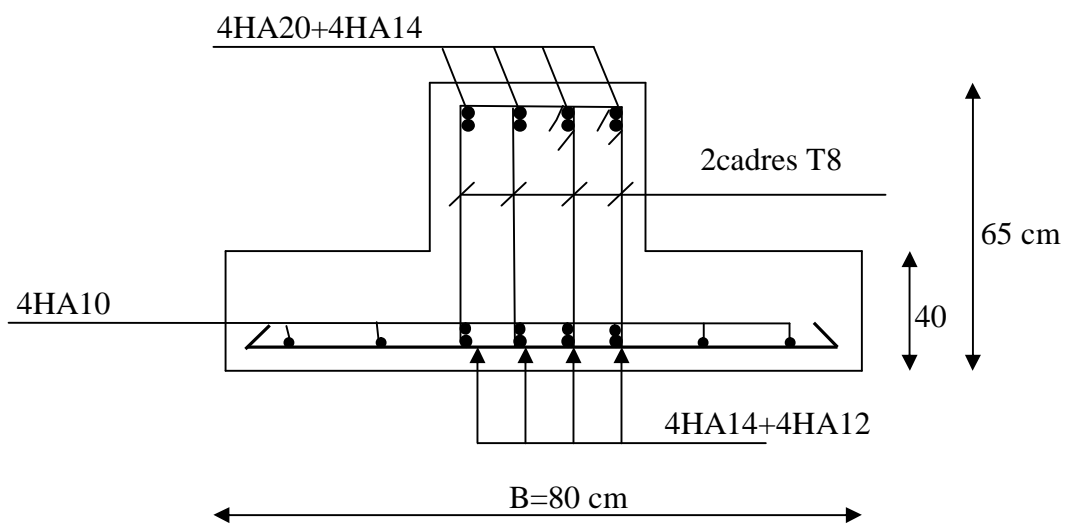
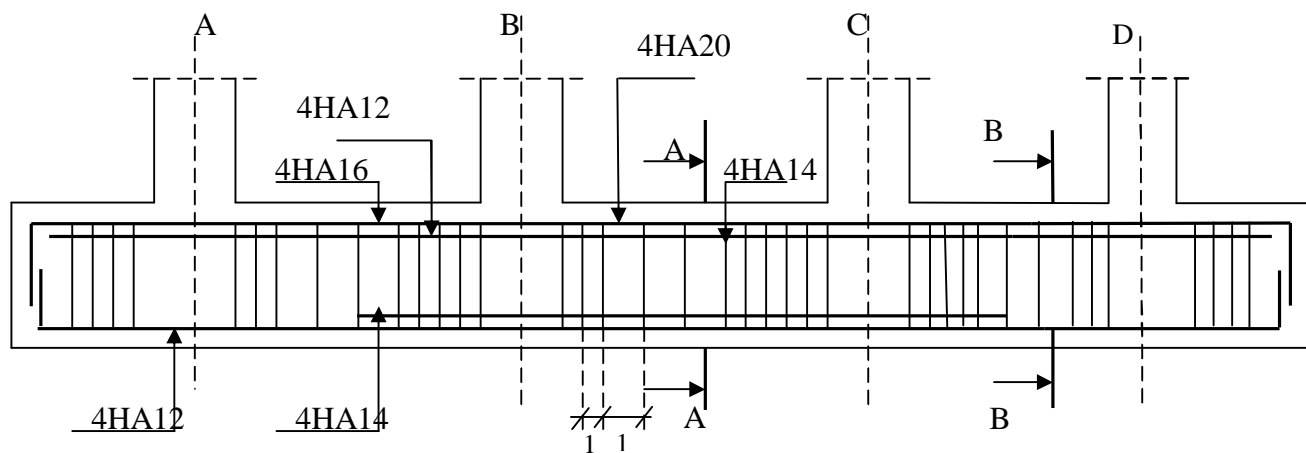


Fig VI-3 : Ferraillage des longrines

Fig VI-4 Ferrailage de la semelle continue sous poteaux et de la poutre de redressement



Coupe A-A

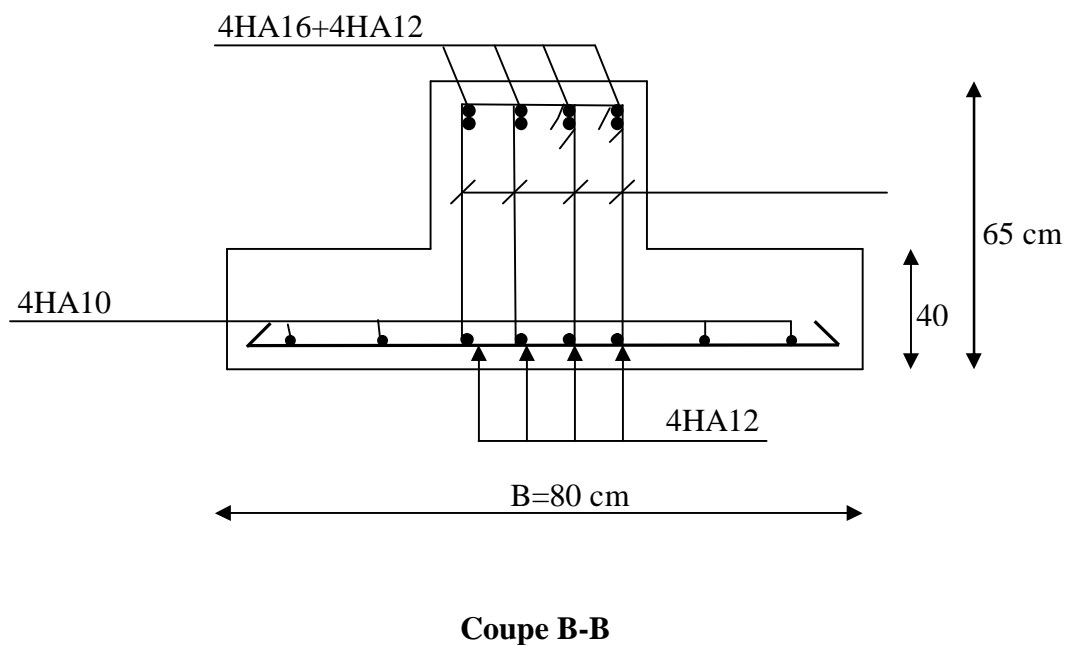
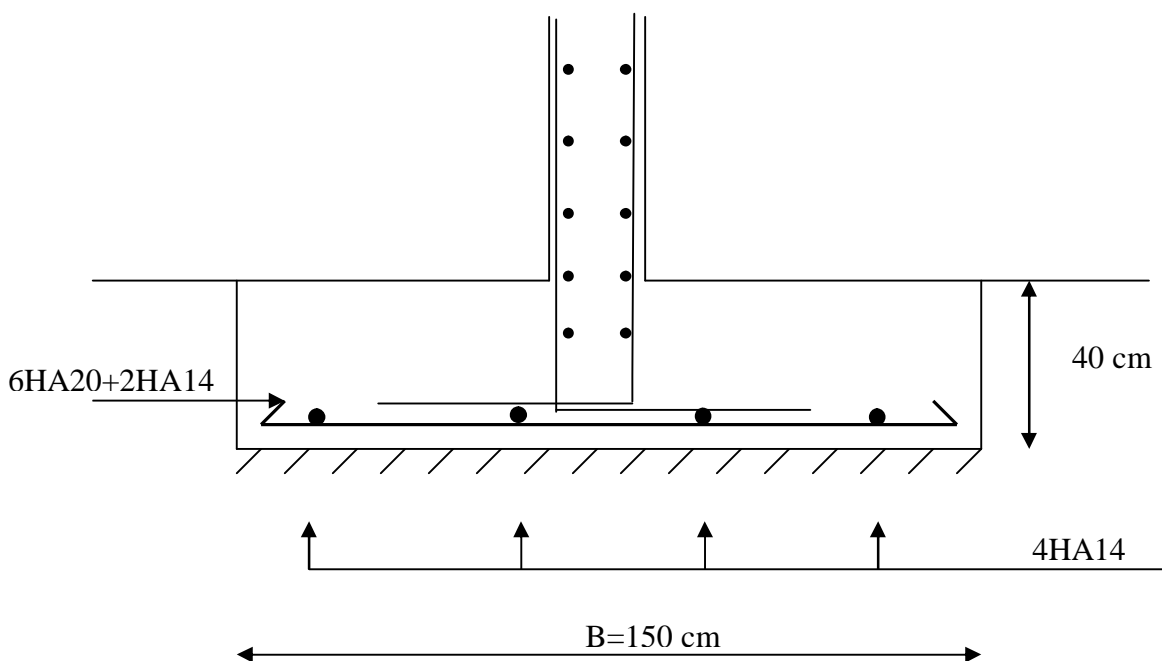


Fig VI-5 : Ferrailage de la semelle continue sous voile



Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, AUTOCAD, ...ou encore le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie. Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Ainsi, ce travail nous a permis de mettre en application toute la théorie acquise durant notre formation et de nous préparer pour affronter le domaine professionnel.

BIBLIOGRAPHI :

Règlements :

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

RPA 99 modifié 2003(règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek

Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici

Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui

Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I

Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka

Ouvrages en béton armé.....H.Renaud

Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.