

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé en R+5 contreventé par
un système mixte voiles-portiques**

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de master académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Encadreurs:

Mr. DJEFFAL.H

Signature:

Date:

Réalisé par :

AMOURA Ahmed Khalil

CHAALAL Mohamed Amine

Signature:

Date:

Membres du jury :

Bessegghier Abderrahmane (Président)

Boubekeur Toufik (Examineur)

Djeffal Houcine (Encadreur)

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul	02
CHAPITRE II : Charges et surcharges	12
CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments structuraux	
III.1 : Introduction	15
III.2 : Pré dimensionnement des poutres	15
III.3 : Pré dimensionnement des poteaux	18
III.4 : Pré dimensionnement des voiles	23
CHATAITRE IV : Calcule des éléments non structuraux	
IV.1 : Calcule de l'acrotère	25
IV.2 : Calcule du balcon	29
IV.3 : Calcule des escaliers	35
IV.4 : Etude de plancher	57
CHATAITRE V: Etude dynamique	77
CHATAITRE VI: Ferrailage des éléments structuraux	
VI.1 : Ferrailage des poutres	92
VI.2 : Ferrailage des poteaux	99
VI.3 : Ferrailage des voiles	105
CHATAITRE VII: Etude de l'infrastructure	
VII.1 : Introduction	113
VII.2 : Voile périphérique	113
VII.3 : Etude des fondation	114
Conclusion	125
Bibliographie	126

I. Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul:

I-1. Présentation de l'ouvrage :

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues tout ou long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment (**R+5**) (Rez de chaussée plus cinq étages) en béton armée à usage d'habitation avec le Rez de chaussée réservé aux activités commerciales.

Ce projet est implanté dans la wilaya de Mascara.

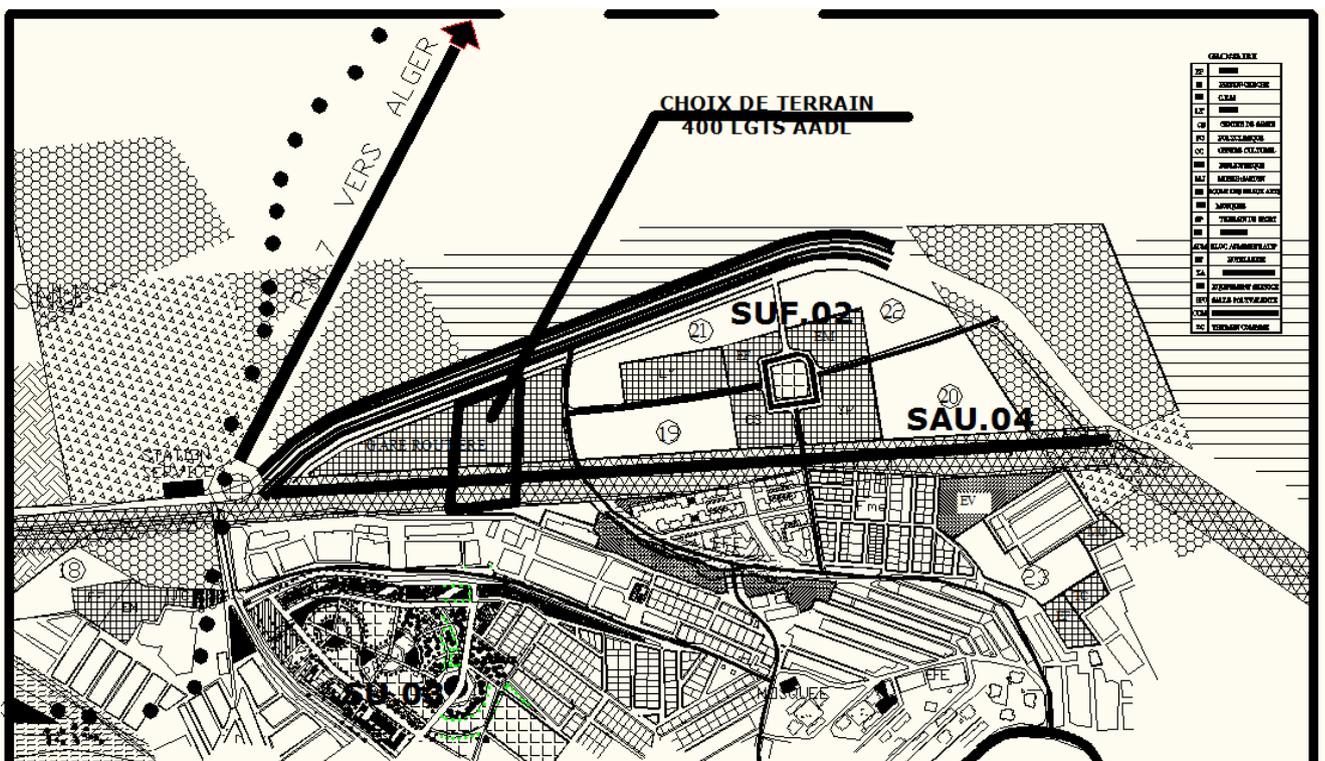


Figure I.1. Plan de situation.

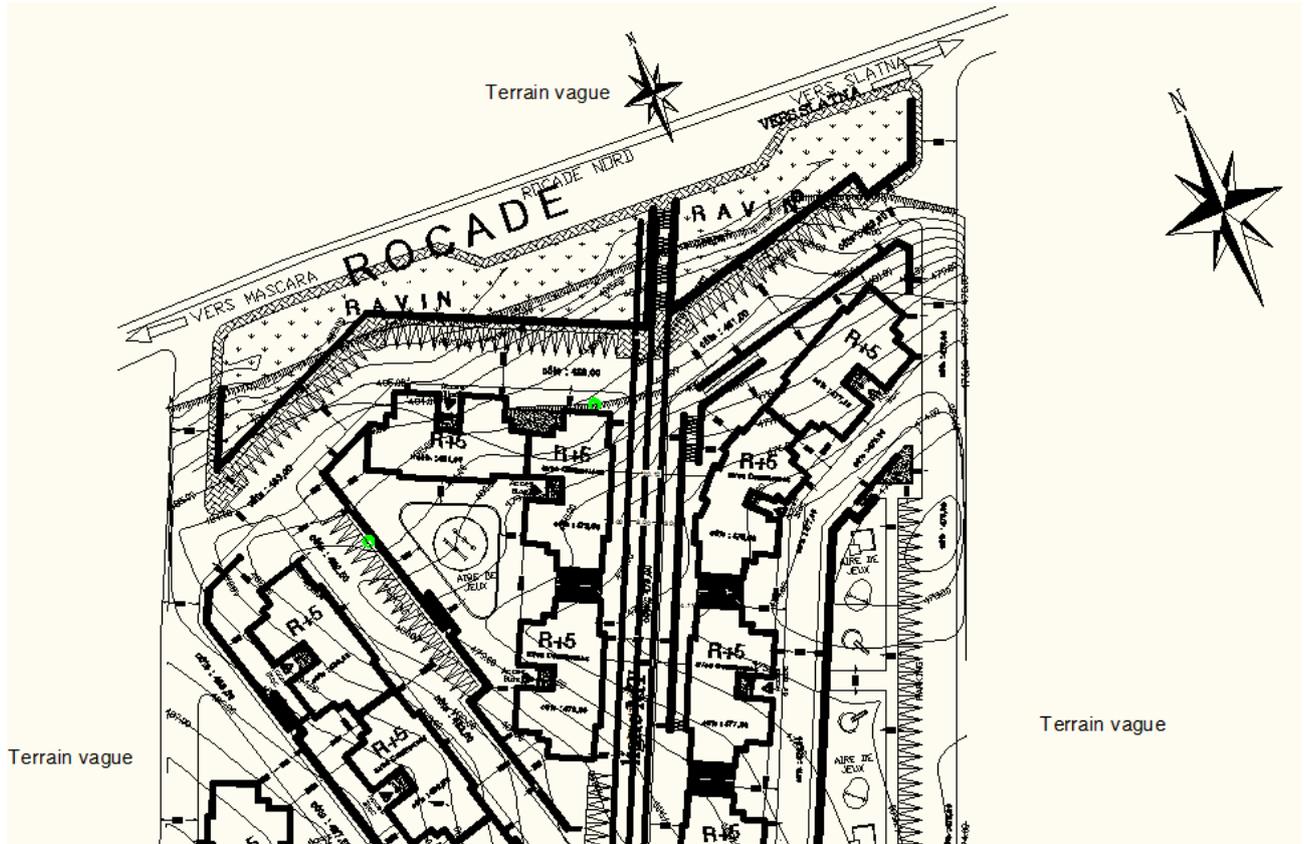


Figure I.2. Plan de masse.

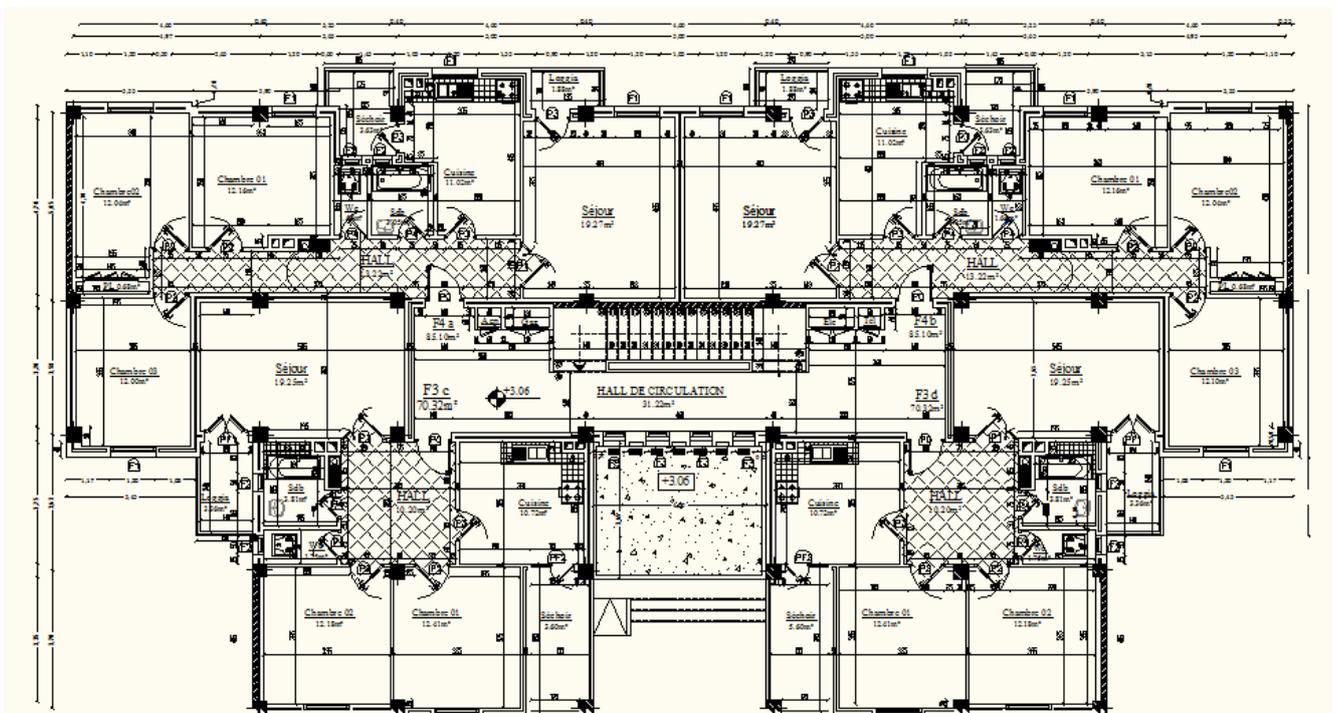


Figure I.3. Vue en plan.



Figure I.4. Vue en élévation.

I-2. L'ossature :

Les éléments constructifs de cette structure sont constitués de :

- Voiles déposés ou positionnés en fonction des trois directions du bâtiment en assurant le contreventement.
- Portiques supportant les charges verticales.
- Partie infrastructure est réalisée par voiles périphériques.

I-3. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment, en forme de barre, comporte un RDC et 5 étages.

• Dimensions en élévation:

- Hauteur du RDC: 3,40 m
- Hauteur de l'étage : 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 19,30 m (avec acrotère).

• Dimensions en plan:

- La largeur totale du bâtiment est de : 32,60 m
- La longueur totale du bâtiment est de : 16,30 m

- **Les planches :**

- Il existe un type de plancher:

Plancher à corps creux 16+4.

Cage d'escalier :

L'escalier est composé d'une volée et un palier de repos.

- **Voiles:**

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

- **Maçonnerie :**

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- **Murs extérieurs :**

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm.
- Brique creuse de 10 cm.

- **Murs intérieurs:**

- Brique creuse de 10 cm

- **Revêtement :**

- Céramiques recouvrantes les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I-4. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

- **Béton :**

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées., Il peut être utilisé en grande masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armée »., En général, le béton résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

a) Ciment:

- Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 du ciment « CPJ 325 » (ciment portland artificiel de classe 325).

b) Granulats : Deux types de granulats rentrent dans la construction du béton à savoir:

- Sable.
- gravier.

c) Eau de gâchage: L'eau utilisée doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tel que la résistance.

- Pour un gâchée de béton dosé à 350 Kg/m^3 , on a :
 - Une brouette de sable.
 - Deux brouettes de gravier (8/15, 15/25).
 - Un sac de ciment de 50 kg.
 - 20 L d'eau.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

Composition de béton:

La composition approximative de 1 m^3 de béton est la suivante:

- 350 Kg de ciment CPJ.
- 400 L de sable ($D < 5\text{mm}$)
- 800 L de gravier ($D < 25 \text{ mm}$).
- 175 L d'eau.

Résistance du béton :

• Résistance du béton à la compression :

La résistance à la compression du béton à un âge de «j» jours est mesurée en l'écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm^2 de section et une hauteur $h = 32 \text{ cm}$.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m^3) elle est notée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{pour : } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{1,4 + 0,83 \times j} \quad \text{pour : } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa}$$

Résistance à la traction :

Elle est représentée par f_{t28} , et déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c_j} \quad (\text{MPa}).$$

$$\text{Donc, on à : } f_{c_{28}} = 25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t_{28}} = 2,1\text{MPa}$$

Les contraintes limites :

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on à :

- **Etat limite ultime:**

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ Sollicitations durables $\Rightarrow \sigma_b = 14,16\text{MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles $\Rightarrow \sigma_b = 18,47\text{MPa}$

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500\text{Kg} / \text{cm}^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

- **Etat limite de service:**

La contrainte limite de service est:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c_{28}} = 15\text{MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de la section.

On vérifier par suite que:

➤ Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,25\text{MPa}$$

➤ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \left(0,15 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

Module de déformation longitudinale :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Pour : $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 29858.6 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 9952.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite **Retrait**.

Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

- **Acier :**

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5$ MPa.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances : selon le (BAEL 91)

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité f_{er} (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on utilise sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\phi \leq 6 \text{ mm}$.

Les Contraintes limites :

- **Etat limite ultime:**

La contrainte de l'acier:
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

- **Etat limite de service:**

Fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec : η Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à HR.

I-5.Sollicitation de calcul :• **Généralité :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : une action variable dite de base ;

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

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

• **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :**

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

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

$$S_D = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec : G_{\max} : L'ensemble des actions permanente défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q_i} = 1,5$ dans le cas général.

$\psi_{Q_i} = 0,3 \div 0,6$

➤ **Combinaisons accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

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

Avec:

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

• **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

II. Evaluation des charges et surcharges :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges qui agissent sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, des charges d'exploitation, des effets thermiques et climatiques ; Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage et sont régis par des normes qui fixent les valeurs des charges suivant le règlement technique DTR B.C.2.2 (charges et surcharges).

II-1.Charge permanente :

On distingue par les charges permanentes le poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage à l'état fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment.

Plancher terrasse (inaccessible) :

Élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficiels (KN/m ²)
Protection gravillon	5	17	0,85
Étanchéité multicouche	3	6	0,18
Forme de pente	12	22	2,64
Isolation thermique	4	4	0,16
Corps creux +table de compression	16 + 4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G_T = 6,83

Tableau II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse.

Plancher courant :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Corps creux +table de compression	16+4	/	2,8
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Total			G_C=5,04

Tableau II.2. Charge permanente due aux planchers étage courant.

Mur extérieur :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	18	0,36
Brique creuse	15	9	1,35
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G_T = 2, 81

Tableau II.3. Charge permanente due à la double cloison.

II-2.Charge d'exploitation:

On désigne par les charges variables, les charges qui correspondent aux poids des mobiliers et aux des personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Ces charges sont régies par des normes qui fixent les valeurs de ces charges en fonction de la destination de l'ouvrage suivant le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Elément	Charges d'exploitation (KN/m²)
Plancher terrasse	1,0
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
balcon	3,5

Tableau II.4. Charge d'exploitation.

III. Prédimensionnement des éléments structuraux :

III-1.Introduction :

Le pré dimensionnement est très important, son but est déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

III-2. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99/V.2003), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

- Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \text{[III-1]}$$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

- Selon le **R.P.A 99/V. 2003**), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right. \quad \text{[III-2]}$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 5,05 \text{ m}$;
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 5,00 \text{ m}$.

On a deux types de poutres :

- Poutres principales (porteuses)
- Poutres secondaires (non porteuses)

1^{er} type : poutre principale (porteuses) :

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des poutrelles et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\begin{cases} L = 550 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,20 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{on prend : } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 45 + 30) = 97,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

N.B: pour avoir une homogénéisation dans la structure (entre les éléments structuraux), il faut que l'ensemble des décrochements ne dépasse pas la moitié de la plus grande dimension du poteau

Selon le règlement RPA.99/V.2003, on prend la section de la poutre principale **(30x45) cm²**.

2^{eme} type : poutre secondaire (non porteuses) :

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$\begin{cases} L = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ 10,80 \text{ cm} \leq b \leq 14,44 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/V. 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 90 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Selon le règlement RPA.99/V2003, on prend la section de la poutre secondaire **(30x40) cm²**.

III-3. Les charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

III-3.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

Il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. La méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages ; consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse Q_0 ;

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

[III-3]

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
05	Q ₀	∑ ₀ =1,00	01,00
04	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	02,50
03	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂)	03,85
02	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	05,05
01	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	06,10
RDC	Q ₅	∑ ₅ =Q ₀ +0,80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	09,80

Tableau III.1: Dégression des charges d'exploitations.

III-3.Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprend la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \tag{III-4}$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) .
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (λ < 50 ⇒ α = 0,85 / (1 + 0,2 * (λ/35)²); 50 < λ < 100 ⇒ α = 0,6 * (50/λ)²)

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases} \tag{III-5}$$

- λ : Élanement d'EULER $\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right)$. [III-6]

- L_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$. [III-7]

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$. [III-8]

- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$). [III-9]

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) Situation durable.

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation durable.

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

- A_s : Section d'acier comprimée.

- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

$$1 \text{ cm d'épaisseur sur toute sa périphérie } (B_r = (a-2)(b-2)) \left[\text{cm}^2 \right]. \quad \text{[III-10]}$$

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

III-3.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3,40$ m.

$$\text{Donc : } L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,40 \Rightarrow L_f = 2,38 \text{ m.}$$

III-3.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (D, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

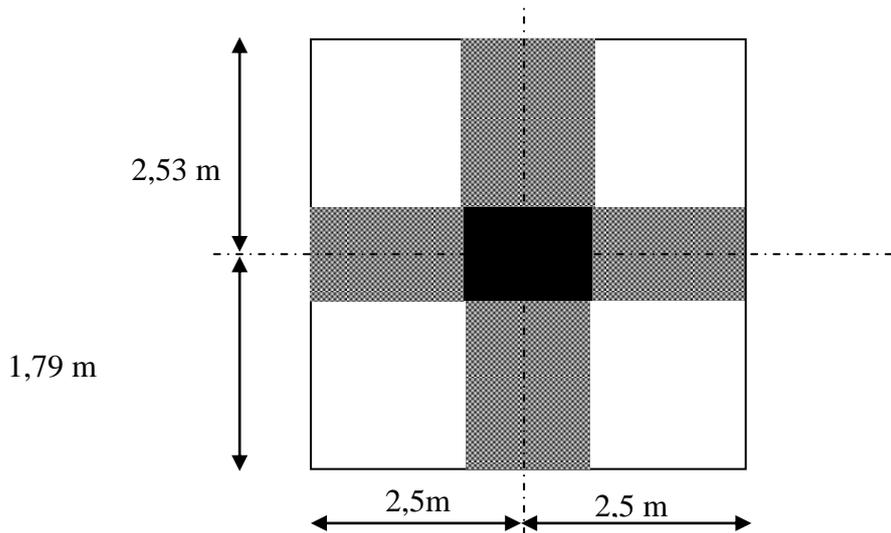


Figure III.1 : Le poteau le plus sollicité.

III-3.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axes (D, 4):

$$S = (2,5 + 2,5) * (2,53 + 1,79)$$

$$S = 21,60 \text{ m}^2.$$

III-3.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau

a)Les efforts de compression due aux charges permanentes NG

a-1)Poids propre des plancher terrasse

•.....Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,83) \times 21,60 = 147,52 \text{ KN.}$$

a-2)Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

Poids propre du Plancher étages courants:

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 21,60 = 108,86 \text{ KN.}$$

a-3)Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times (2,5 + 2,5) = 16,875 \text{ KN.}$$

a-4)Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeaire}} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times (2,53 + 1,79) = 12,96 \text{ KN.}$$

a-5)Poids propre totale

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeaire}}) \times (n + 2).$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n= 05.

$$G_{total} = 147,52 + 108,86 \times 5 + (16,875 + 12,96) \times (5 + 2)$$

$$\Rightarrow G_{total} = 900,665 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q_{total} = Q \times S = 9,80 \times 21,60 \Rightarrow Q_{total} = 211,68 \text{ KN}$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 900,665 = 990,732 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 211,68 = 232,84 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 990,732) + (1,5 \times 232,84) = 1686,748 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 1686,748 \text{ KN.}$$

III-3.1.4. Détermination de (a)

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{(0,289 \times a)} \leq 50. \Rightarrow \left(a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47 \right)$$

on prend: $\alpha = 50 \text{ cm}$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{238}{(0,289 \times 50)} = 20,58 < 50$$

$\lambda = 20,58 < 50$ Condition vérifiée.

III-3.1.5. Détermination de (b):

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \tag{III-11}$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$$

- Selon « RPA 99/V. 2003 » $A_s = 0,8\% B_r$ Zone IIa

$$A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 20,58 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(20,58/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,795$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{[III-12]}$$

$$N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{38 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 28,37\text{cm}$$

Donc, on prend : $b = 40$.

III-3.1.6. Vérification selon « RPA99 / V.2003 »

Dimensions minimaux requis par le « RPA99 / V.2003 » :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique II, on doit avoir au minimum :

$$\min(a; b) = \min(40; 40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a; b) = \min(40; 40) > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc On adopte pour les poteaux d'une section carrée $(a \times b) = (40 \times 40)\text{ cm}^2$.

III-4. Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « RPA99 version 2003 » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec : L : longueur de voile, e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

Avec :

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

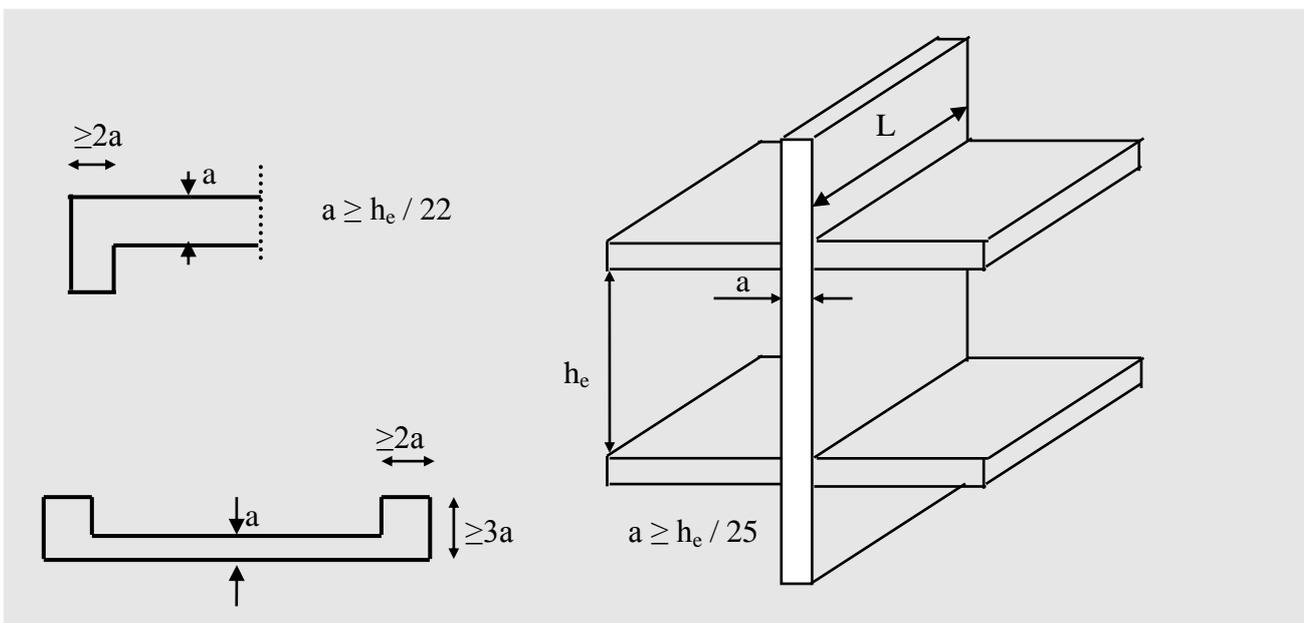


Figure III.2: Coupe de voile en élévation.

	he (cm)	$a \geq he/25$	$a \geq he/22$	adoptée
RDC	340	13,6	15,45	18
Etage courant	306	12,24	13,90	18

IV : Eléments secondaires

IV-1.Acrotère :

IV-1-1.Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

IV-1-2.Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante à créer un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

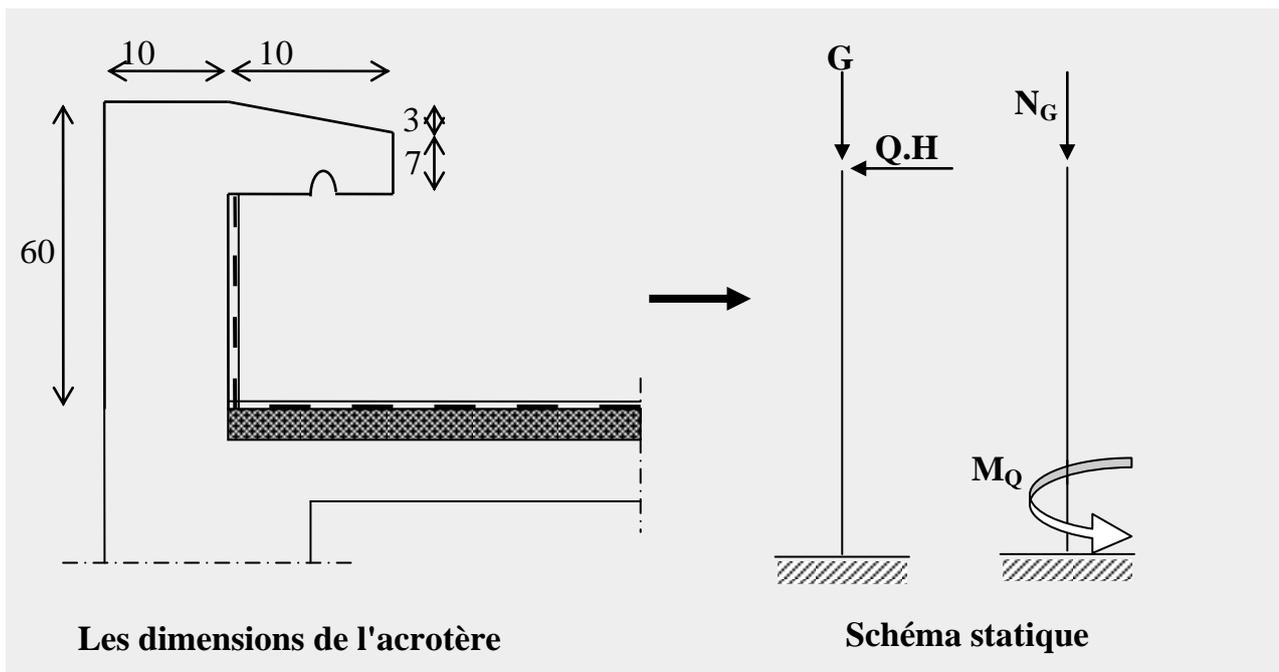


Figure IV.1. Schéma de l'acrotère.

IV-1-3 .Evaluation des charges et Surcharges :**Surface**

$$S = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) + 0,1 \times 0,07 \right] = 0,0685 \text{ KN / ml.} \quad [\text{IV-1}]$$

Poids propre de l'acrotère :

$$g_0 = S \times \rho = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN / ml} \quad [\text{IV-2}]$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Effort de la main courante}$$

IV-1-4. Les Sollicitations :**1) à l'état limite de résistance E.L.U.R :**

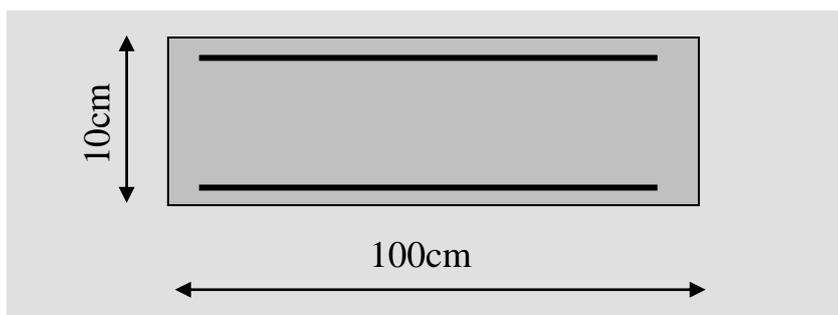
- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,712) = 2,311 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

2) à l'état limite de service E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_u = G = 1,712 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = Q = 1 \text{ KN/ml}$

IV-1-5. Calcul de la section d'armatures :**1) Ferrailage de l'acrotère (E.L.U.R) :**

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

*Figure IV.2. Dimensions de la section dangereuse.*

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$ [IV-3]

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$\text{Donc : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389m \Rightarrow e_0 = 38,94cm$$

$$\text{D'ou: } e_0 = 38,94 > \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 2 = 28cm$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 2,311 + 38,94 \left(8 - \frac{10}{2} \right) = 96,92KN.cm \quad [IV-4]$$

$$M_1 = 0,9692KN.m$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,9692 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 8^2} = 0,013$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \longrightarrow \text{Armatures comprimées non nécessaires}$$

La section en flexion composée

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,013)}}{2} = 0,993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,9692 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 8} = 0,35cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} \Rightarrow A = 0,35 - \frac{2,311 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,283cm^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{1,8}{400} = 0,828 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,283 < A_{\min} = 0,828 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

Soit : $A = 0,828 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4 \Phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$

L'espacement :

D'après B.A.E.L 91 $e = \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 1,13 / 4 = 0,282 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_r = 4 \Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

2) Vérification de l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L91 page108

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(\frac{f_{c28}}{10}; 3 \text{ Mpa}\right) = \min(2 \text{ Mpa}, 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,018 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 2 \text{ Mpa}$$

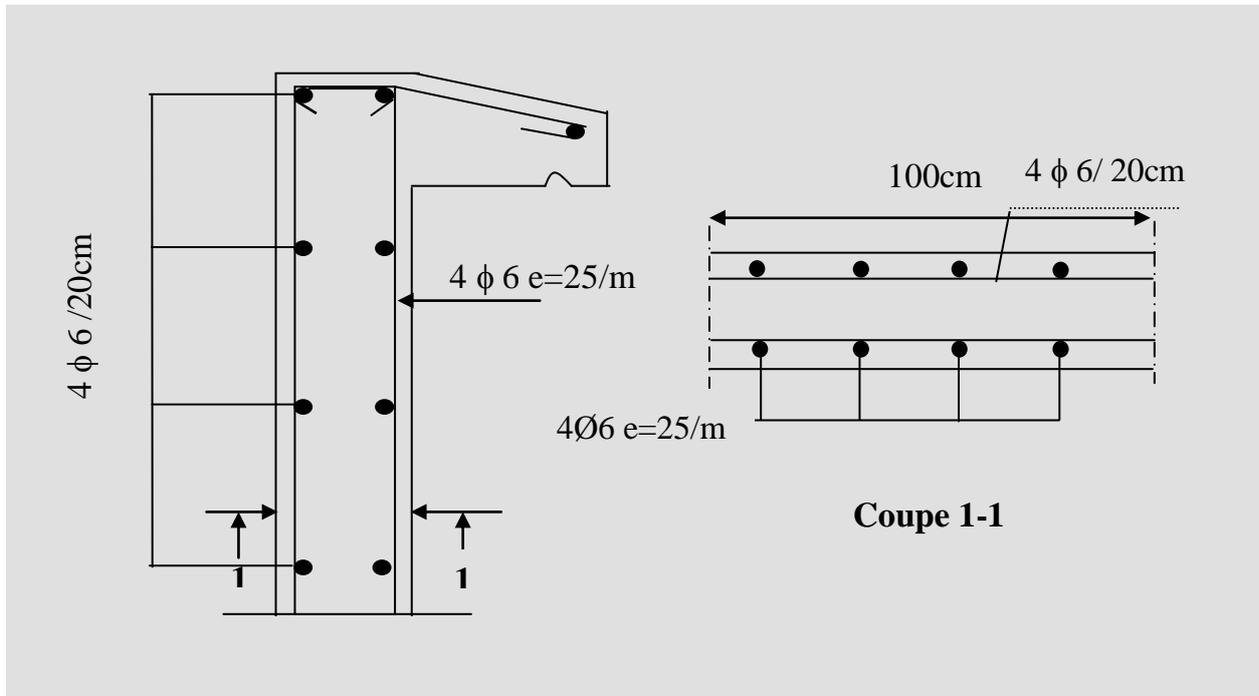


Figure IV.3. Ferrailage de l'acrotère.

N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferraille symétriquement.

IV-2.Balcon :

IV-2-1.Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine encrée dans les poutres longitudinales, sous l'effet d'une sollicitation du 1^{ère} genre en travaillant à la flexion simple

Dans notre projet, on a deux types de balcon.

1^{ère} type : encastré sur 2 cotés

IV-2-2 calcul et vérification :

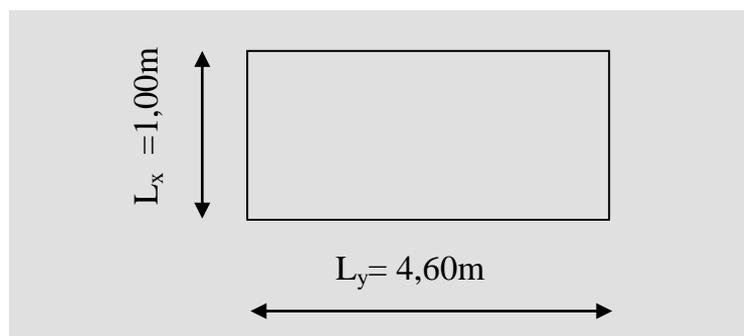


Figure IV.4. Schéma de balcon.

Prédimensionnement :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{4,60} = 0,22 < 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Epaisseur de la dalle :

$$\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m} \quad [\text{IV-4}]$$

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)	
	simple	Continue	simple	Continue
m	25 - 35	30 - 40	30 - 40	35 - 45

$$\frac{100}{35} \leq h \leq \frac{100}{25} \quad 2,85 \leq h \leq 4,00$$

Pratiquement On prend : h = 15cm

1) Evaluation des charges et surcharges :**Charge permanente:**

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Dalle en B.A	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	18	0,36
Total			G₁=5,15

Tableau IV.1. Evaluation des charges permanentes de balcon.

2) Charge concentrique de garde-corps :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en ciment	2x2	18	0,72
Total			G₂=1,62

Tableau IV.2. Evaluation des charges permanentes de garde-corps.

Surcharge d'exploitation : $Q=3,5\text{KN/ml}$

$Q_m=1,00\text{ KN/ml}$

$$G_2 = \frac{1,62 \times 0,9}{1,00} = 1,458\text{KN / ml}$$

Pour une bande de 1 m de largeur

Sollicitation des efforts:

➤ L'état limite de résistance E.L.U.R :

$$p_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q \quad [\text{IV-5}]$$

$$p_u = 1,35(5,15 + 1,458) + 1,5 \times 3,5 = 14,170\text{KN / ml}$$

➤ L'état limite de service E.L.S :

$$p_s = (G_1 + G_2) + Q \quad [\text{IV-6}]$$

$$p_s = (5,15 + 1,458) + 3,5 = 10,108\text{KN / ml}$$

Calcul des moment fléchissant :

$$M_0 = Q_m \times h_{Gc}$$

$$M_0 = -1 \times 0,9 = -0,9\text{KN.m}$$

$$M_u = - \left[\left(\frac{P_u \times L^2}{2} \right) + 1,5 \times M_0 \right] \quad [\text{IV-7}]$$

$$M_u = - \left[\left(\frac{14,170 \times 1,00^2}{2} \right) + 1,5 \times 0,9 \right]$$

$$M_u = -8,435\text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_U = p_u \cdot L = 14,170 \times 1,00 = 14,170 \text{ KN} \quad [\text{IV-8}]$$

IV-2-3. Ferrailage du balcon (E.L.U.R) :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,25 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 12^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,087)}}{2} = 0,954$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,435 \times 10^3}{348 \times 0,954 \times 12} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{1,8}{400} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \quad [\text{IV-9}]$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min (54 \text{ cm} , 33 \text{ cm}) \quad [\text{IV-10}]$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 5\text{T}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm} , 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45$$

On prend : $e = 32 \text{ cm}$

IV-3-4.Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = 14,170KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{14,170 \times 10}{100 \times 12} = 0,118Mpa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = \min(2Mpa, 4Mpa) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2Mpa \quad [IV-11]$$

$$\tau_U = 0,131Mpa < \overline{\tau_U} = 2Mpa \dots \dots \dots CV$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,131Mpa \leq 0,05 f_{c28} = 1Mpa \dots \dots \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'aura pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

IV-3-5.Vérification à l'état limite de service E.L.S :

$$M_s = -\left[\left(\frac{P_s \times L^2}{2}\right) + M_0\right]$$

$$M_s = -\left[\left(\frac{10,108 \times 1,00^2}{2}\right) + 0,9\right] \quad [IV-12]$$

$$M_s = -5,954Kn.m$$

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 12 = 16,272cm^2 \quad [IV-13]$$

$$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 16,272} = 3,412cm$$

$$Y = 3,412cm$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (3,412)^3 + 15 \times 4,52 \times (112 - 3,412)^2 \quad [IV-14]$$

$$I = 6324,55cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5,954 \times 10^3}{6324,55} = 0,94Mpa / cm$$

$$\sigma_b = K \cdot y = 0,94 \times 3,412 = 3,212 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,212 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après BAEL 99 page 133

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 1,14(12 - 3,212) = 150,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150,27 \text{ MPa}$$

[IV-15]

D'après BAEL 99 Page 87

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 186.67 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

[IV-16]

Etat limite de déformation :

D'après BAEL 99 Page 214

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{0,75 \times M_x}{20 M_x} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{0,75}{20} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,00376 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

[IV-17]

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

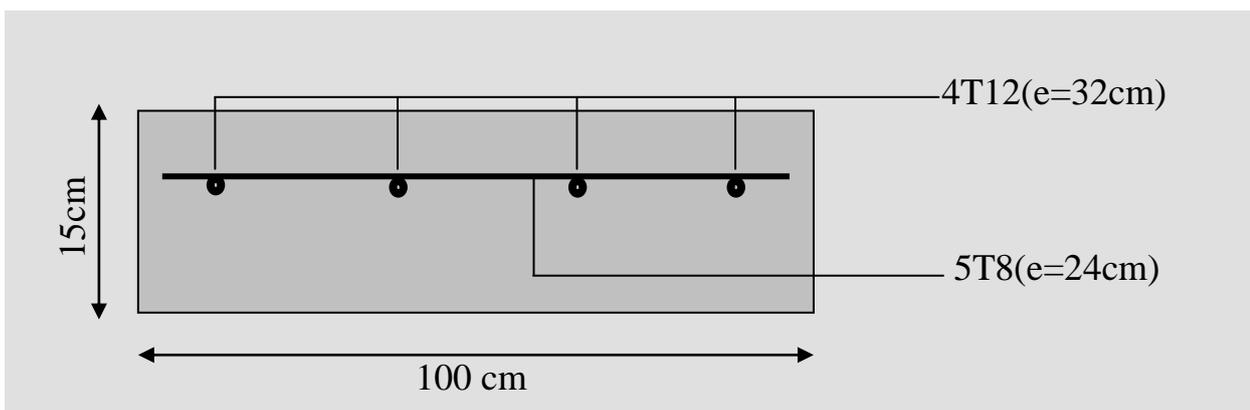


Figure IV. 5. Ferrailage de balcon

IV-3.Escalier

IV-3-1.Définition :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

Les caractéristiques d'un escalier :

- **Emmarchement** : la largeur du volé.
- **Giron** : largeur d'une marche.
- **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- **Contre marche** : partie verticale de la marche.

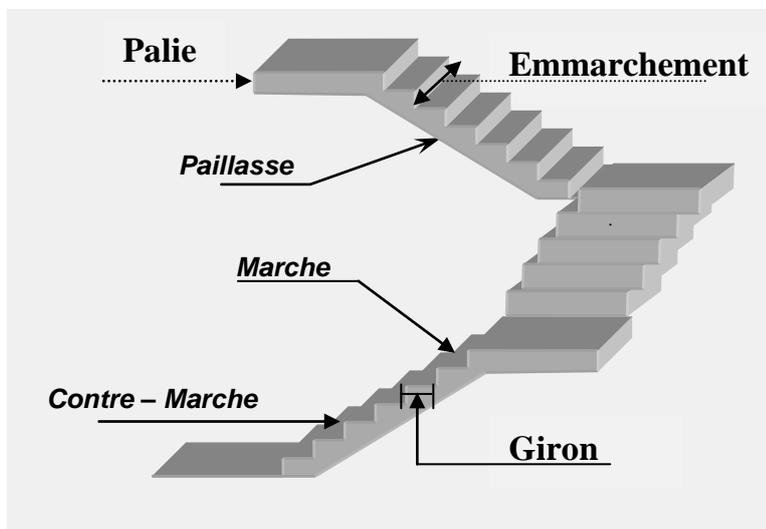


Figure IV.6. Escalier à 3 volées.

Légende :

h : Hauteur d'une contre marche.

g : Largeur d'une marche qu'on l'appelle giron.

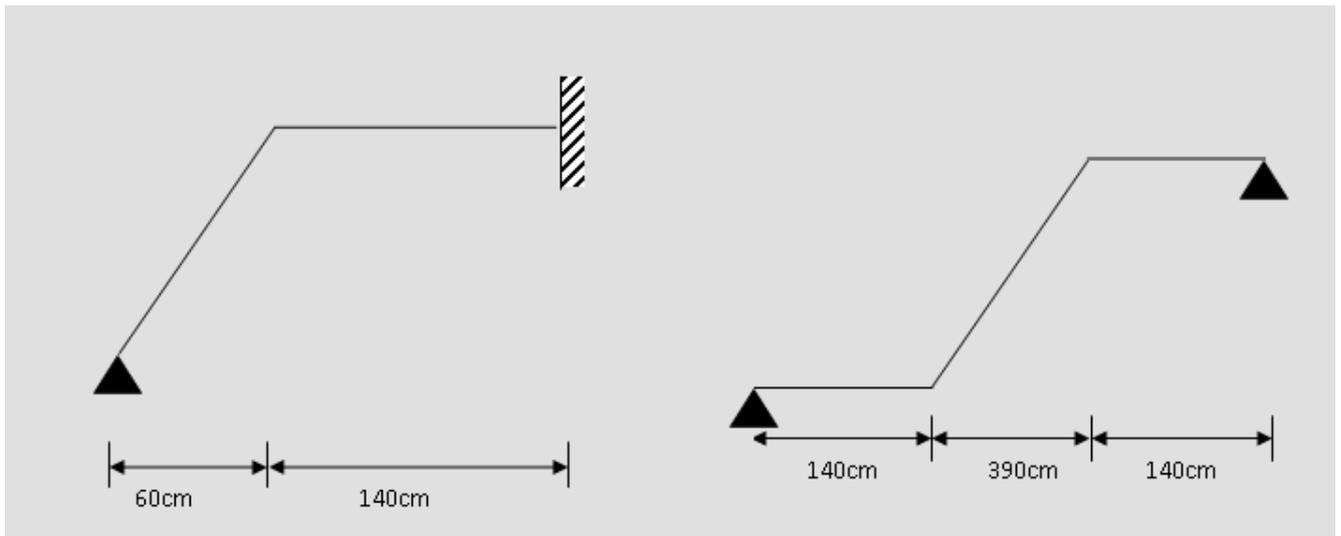
H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

IV-3-2.Dimensionnement :

Dans notre projet il existe deux types d'escaliers

Schéma statique :



1^{er} type

2^{eme} type

Figure.IV.7. Schémas statique d'escalier.

Etudes de 1^{er} type :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

[IV-18]

Avec : $59 \leq g + 2h \leq 64cm$

n : nombre de contre marches

(n-1) : nombre de marches

$n \times h = H$: hauteur à monter

$(n-1) \times g = L$: longueur de la volée

La formule donne :

$$59cm \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64cm$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64cm$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

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

{ H: hauteur à monter
L: longueur de la volée

Après la résolution de l'équation, on obtient $n=3$.

Donc

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{51}{3} = 17\text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{60}{3-1} = 30\text{ cm} \end{cases}$$

Vérification :

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Épaisseur de la paillasse et le palier :

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée d'un seul côté.

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

$$L' = \sqrt{H^2 + L^2} + 140$$

$$L' = \sqrt{51^2 + 60^2} + 140 = 218,75\text{ cm} \quad \alpha = 40,35^\circ$$

[IV-19]

$$\frac{218,75}{30} \leq ep \leq \frac{218,75}{20}$$

$$7,29\text{ cm} \leq ep \leq 10,94\text{ cm}$$

$$ep = 18\text{ cm}$$

IV-3-3.Evaluation des charges et surcharges :

1) La paillasse :

Charge permanente :

Poids propre $ep = 18\text{ cm}$	$25 \times 0,18 / \cos\alpha = 3,43\text{ KN/m}^2$
Mortier de pose horizontal $e = 2\text{ cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40\text{ KN/m}^2$
Mortier de pose vertical $e = 2\text{ cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40\text{ KN/m}^2$
poids propre des marches	$0,17 / 2 \times 22 = 1,87\text{ KN/m}^2$
carrelage horizontal $e = 2\text{ cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44\text{ KN/m}^2$
carrelage vertical $e = 2\text{ cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44\text{ KN/m}^2$
Garde corps	1 KN/m^2
Total	$\Sigma = G_1 = 7,98\text{ KN/m}^2$

Tableau IV.3. Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

2) Palier :

Charge permanente :

Poids propre $e_p = 18 \text{ cm}$	$25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose $e = 2 \text{ cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Carrelage $e = 2 \text{ cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment $e = 2 \text{ cm}$	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Total	$\Sigma = G_2 = 5,7 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.4. Evaluation des charges permanentes de palier.

2) Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Pour une bande de 1 m on a :

1) La paillasse :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_u = 1,35(7,98) + 1,5(2,5) = 14,523 \text{ KN/ml} \quad [\text{IV-20}]$$

$$P_u = 14,523 \text{ KN/ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_1 + Q_1$$

$$P_s = (7,98) + (2,5) = 10,48 \text{ Kn/ml} \quad [\text{IV-21}]$$

$$P_s = 10,48 \text{ Kn/ml}$$

2) Le Palier :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$P_u = 1,35(5,7) + 1,5(2,5) = 11,445 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 11,445 \text{ Kn/ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$P_u = 1,35(5,7) + 1,5(2,5) = 11,445 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 11,445 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = G_2 + Q_2$$

$$P_s = (5,7) + (2,5) = 8,2 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 8,2 \text{ KN / ml}$$

Schéma statique :

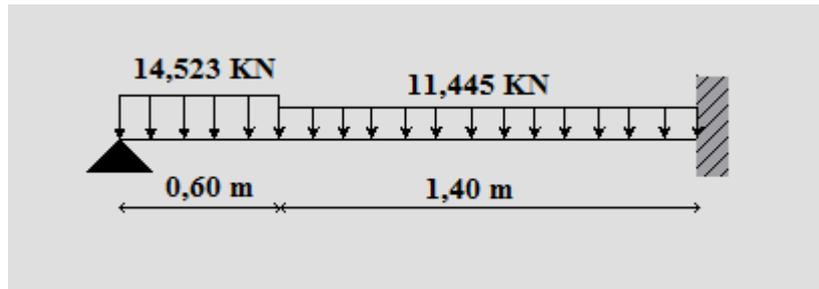
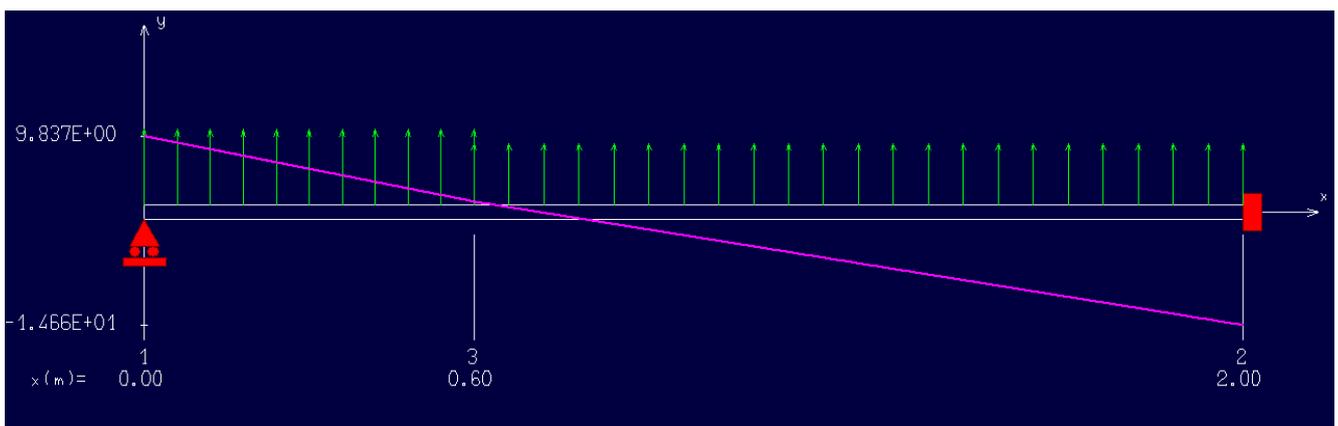
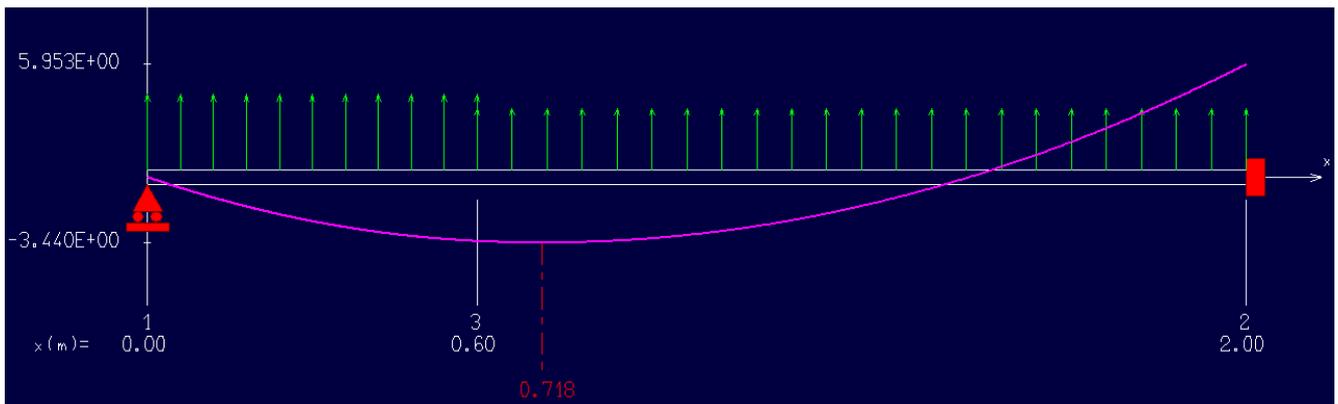


Figure.IV.8. Schémas statique d'escalier.

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après.



$$M_{\max} = 5,953 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 9,837 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis (encastrement) : $M_e = 5,953 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $0,85 M_{\text{travée}} = 0,85 \times 3,44 = 2,924 \text{ KN.m}$

Moment d'appuis : $0,15 M_{\text{travée}} = -0,15 \times 3,44 = -0,516 \text{ KN.m}$

IV-3-4. Ferrailage de l'escalier à E.L.U.R :

1) Le ferrailage en travée:

$$B = 100 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_T}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,924 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 16^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,01)}}{2} = 0,990$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,924 \times 10^3}{348 \times 0,990 \times 16} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{1,8}{400} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A)$

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} , 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 3,14/4 = 0,785\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3\text{T}8 = 1,51\text{cm}^2$$

L'espaceur :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(72\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e = 33 \text{ cm}$$

2) Le ferrailage sur appui (encastrement) :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,953 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 16^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,021)}}{2} = 0,989$$

$$A_1 = \frac{M_T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.953 \times 10^3}{348 \times 0,989 \times 16} = 1,08\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{1,8}{400} = 1,65\text{cm}^2$$

$$A = 1,08\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min} ; A)$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{T}12 = 4,52\text{cm}^2$$

L'espaceur :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33$$

$$\text{On prend : } e = 25\text{cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 4,52/4 = 1,13\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3\text{T}8 = 1,51\text{cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (72\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45$$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$

3) Le ferrailage sur appui :

$$M_a = -0,516 \text{ Kn.m}$$

$$b = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,516 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 16^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,002)}}{2} = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,516 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 16} = 0,092 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{1,8}{400} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,092 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 1,65 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A = 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min (54\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33$$

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\text{T8} = 1,51 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min (72\text{cm} , 45\text{cm})$$

$e \leq 33 \text{ cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$

IV-3-5. Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{u, \max} = 9,837 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{9,837 \times 10}{100 \times 16} = 0,061 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(2,67 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,061 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 2,67 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,061 \text{ Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'aura pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

IV-3-6. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérification :

1) Encastrement :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 14,4 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{20}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 768 \text{ KN}$$

$$V_U = 9,837 \text{ Kn} < 768 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,837 + \frac{5,953}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,029 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,029 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

2) Appui :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = 14,4\text{cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{20}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 768\text{KN}$$

$$V_U = 5,953\text{KN} < 768\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,953 + \frac{0,916}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = 0,017\text{cm}^2$$

$$A = 2,01\text{cm}^2 > 0,017\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-3-7.Etat limite de service :

Schéma statique :

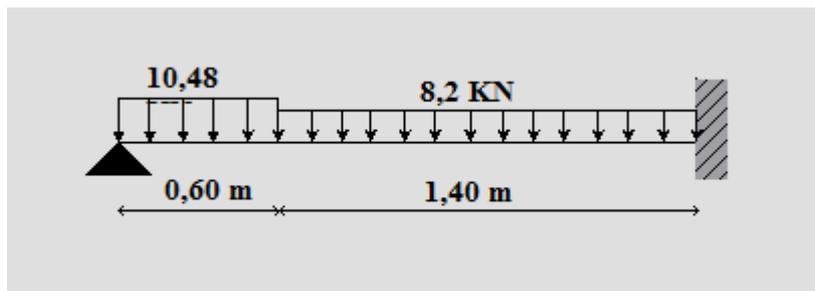
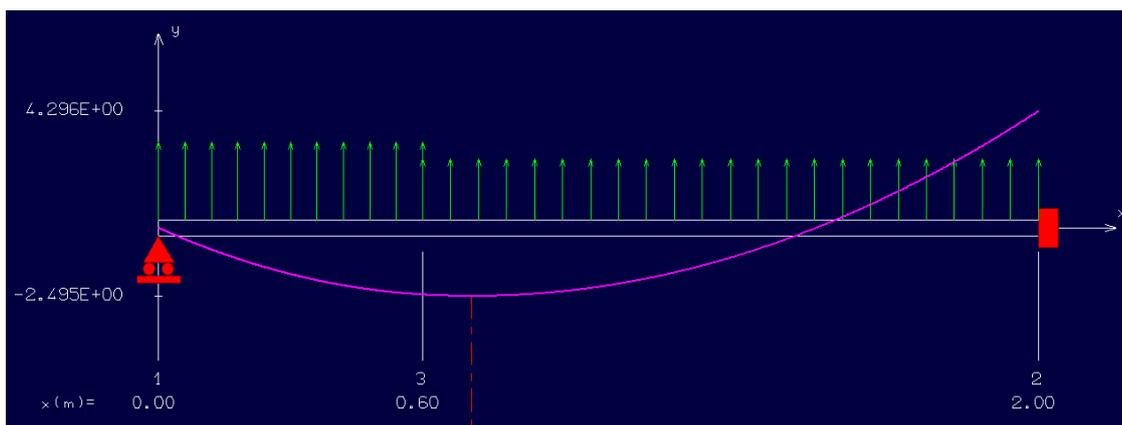
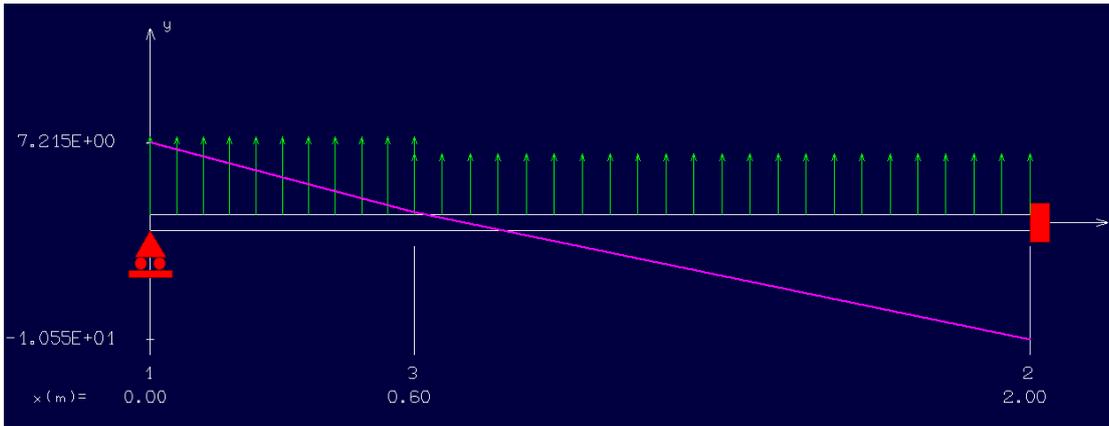


Figure.IV.9. Schémas statique d'escalier.

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après.





$$M_{es} = -4,296 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0,85.M_{t \max} = 0,85 \times 2,495 = 2,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0,15.M_{t \max} = 0,15 \times 2,495 = 0,375 \text{ KN.m}$$

En travée :

➤ Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 16 = 15,072 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 15,072} = 3,439 \text{ cm}$$

$$Y = 3,439 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (3,439)^3 + 15 \times 3,14 \times (16 - 3,439)^2$$

$$I = 8787,11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2,12 \times 10^3}{8787,11} = 0,241 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 0,241 \times 3,439 = 0,829 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,829 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculer à L'E.L.U.R dans l'appui sont convenables.

2) En encastrement :**Position de l'axe neutre:**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 16 = 21,696 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 21,696} = 4,028 \text{ cm}$$

$$Y = 4,028 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (4,028)^3 + 15 \times 4,52 \times (16 - 4,028)^2$$

$$I = 11896,139 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,296 \times 10^3}{11896,139} = 0,361 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 0,361 \times 4,028 = 1,455 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,455 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculer à L'E.L.U.R dans l'appui sont convenables.

Etat limite de d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

Schéma de ferrailage :

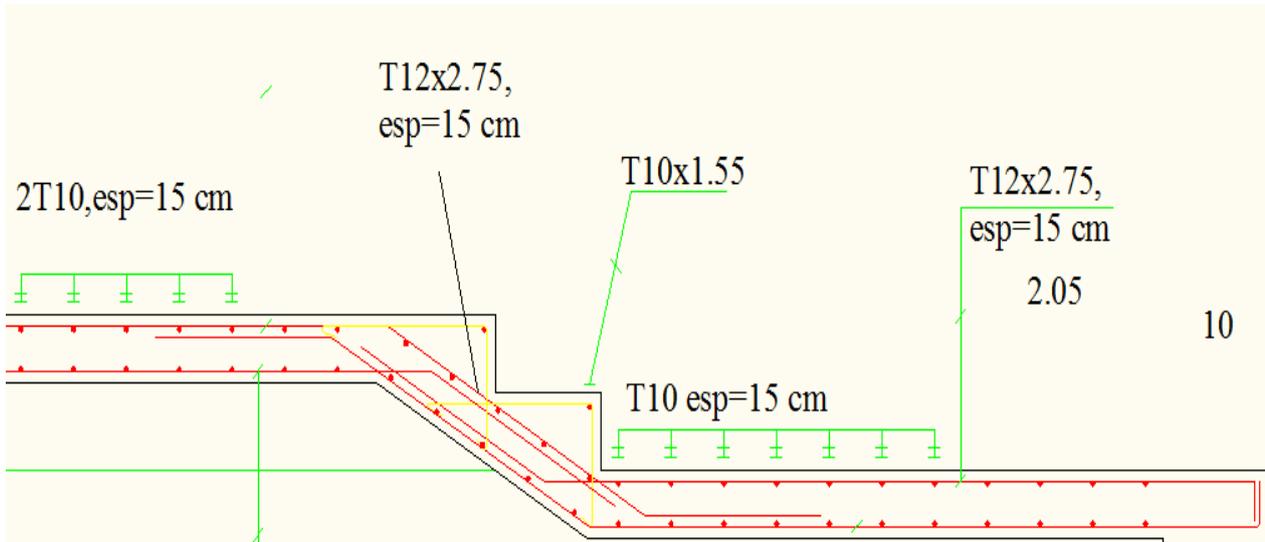


Figure.IV.10. Ferrailage d'escalier.

Etudes de 2^{ème} type :

Comme le premier type on utilise la formule de BLONDEL suivant :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} H: \text{ hauteur à montrer} \\ L: \text{ longueur de la volée} \end{array} \right.$$

Après la résolution de l'équation, on obtient $n=14$.

Donc

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{238}{14} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{390}{14-1} = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérification :

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \quad \dots\dots\dots\text{CV}$$

Épaisseur de la paillasse et le palier :

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée d'un seul côté.

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

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{238}{390} = 31,39^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} + L_1 + L_2$$

$$L' = \frac{3,9}{\cos 35,31} + 1,4 + 1,4 = 7,56\text{m}$$

$$\frac{756}{30} \leq ep \leq \frac{756}{20}$$

$$25,2\text{cm} \leq ep \leq 37,8\text{cm}$$

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

IV-3-3.Evaluation des charges et surcharges :

1) la paillasse :

Charge permanente :

Poids propre $ep = 30\text{cm}$	$25 \times 0,30 / \cos \alpha = 6,40\text{KN/m}^2$
Mortier de pose horizontal $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40\text{ KN/m}^2$
Mortier de pose vertical $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40\text{ KN/m}^2$
pois propre des marches	$0,17 / 2 \times 22 = 1,87\text{ KN/m}^2$
carrelage horizontal $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44\text{ KN/m}^2$
carrelage vertical $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44\text{ KN/m}^2$
Garde corps	1KN/m^2
Total	$\Sigma = G_1 = 10,95\text{ KN/m}^2$

Tableau IV.5. Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5\text{KN/m}^2$

2) Palier :

Charge permanente :

Poids propre $e_p = 30\text{cm}$	$25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Carrelage $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment $e = 2\text{cm}$	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Total	$\Sigma = G_2 = 8,7 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.6. Evaluation des charges permanentes de palier.

Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Pour une bande de 1 m on a :

1) La paillasse :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_u = 1,35(10,95) + 1,5(2,5) = 18,532 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 18,532 \text{ KN / ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_1 + Q_1$$

$$P_s = (10,95) + (2,5) = 13,45 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 13,45 \text{ KN / ml}$$

1) Le Palier :

➤ E.L.U.R :

$$P_u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$P_u = 1,35(8,7) + 1,5(2,5) = 15,495 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 15,495 \text{ KN / ml}$$

➤ E.L.S :

$$P_s = G_2 + Q_2$$

$$P_s = (8,7) + (2,5) = 11,2 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 11,2 \text{ KN / ml}$$

Schéma statique :

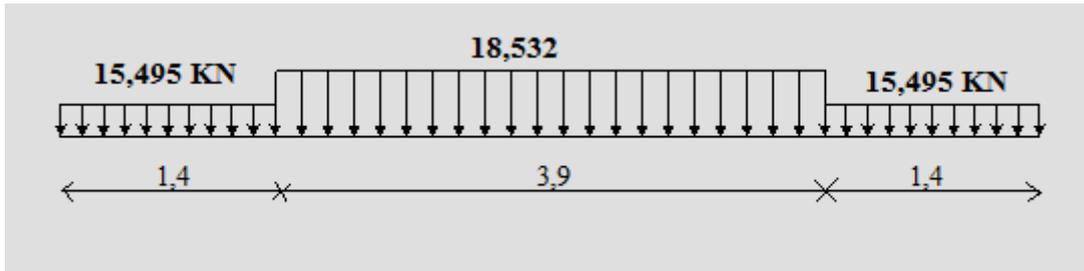
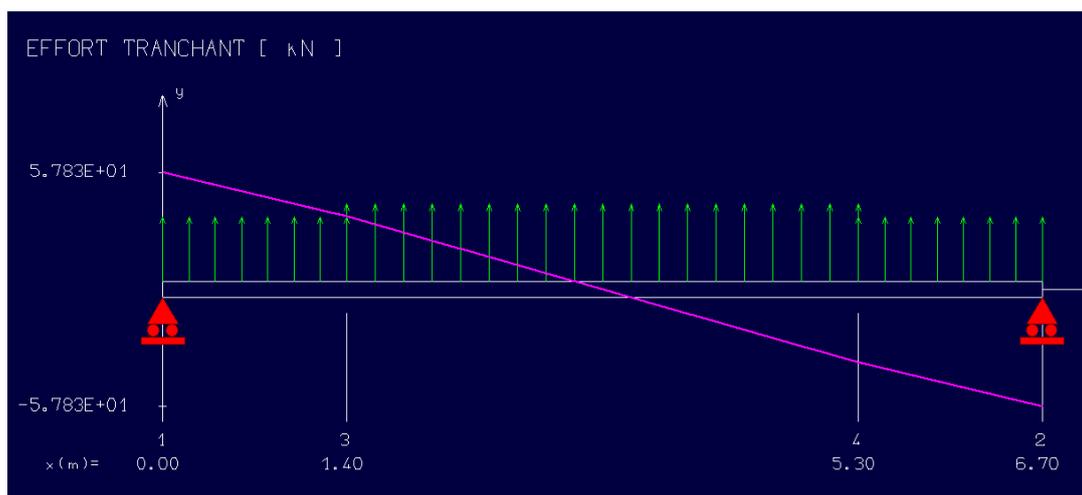
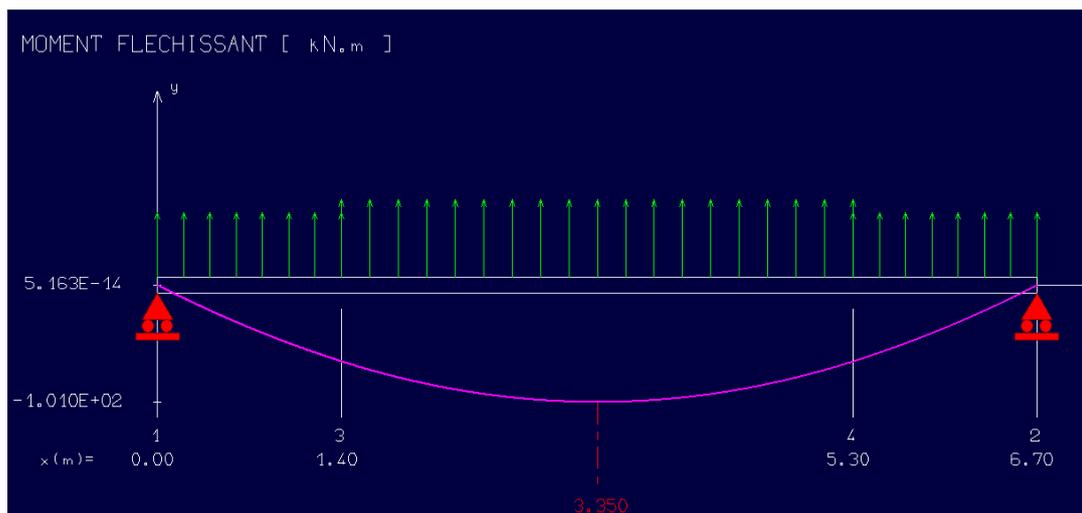


Figure.IV.11. Schémas statique d'escalier.

Après un calcul d'R.D.M on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci après.



$$M_u = 101,00 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 57,83 \text{ KN.m}$$

IV-3-4. Ferrailage de l'escalier à E.L.U.R :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0,85 M_u = 85,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,4 M_u = 40,4 \text{ KN/ml}$$

1) Le ferrailage en travée

$$b = 100\text{cm} \quad h = 30\text{cm} \quad d = 28\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{85,85 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 28^2} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,096)}}{2} = 0,949$$

$$A_1 = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{85,85 \times 10^3}{348 \times 0,949 \times 28} = 9,28\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{1,8}{400} = 2,89\text{cm}^2$$

$$A = 9,28\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,89\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min} ; A) = 9,28\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4T20 = 12,57\text{cm}^2$$

L'espacement :

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(90\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e = 25\text{cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 12,57 / 4 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T12 = 3,39\text{cm}^2$$

L'espacement :

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min(120\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45$$

$$\text{On prend : } e = 33\text{cm}$$

2) Le ferrailage sur appui :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 30\text{cm} \quad d = 28\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{40,4 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 28^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,045)}}{2} = 0,976$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{40,4 \times 10^3}{348 \times 0,976 \times 28} = 4,24\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{1,8}{400} = 2,89\text{cm}^2$$

$$A = 4,24\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,89\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

On prend : $A_a = \max(A_{\min} ; A) = 4,24\text{cm}^2$

Soit : $A = 4T12 = 4,52\text{cm}^2$

L'espacement :

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(90\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_t = A / 4 = 4,52/4 = 1,13\text{cm}^2$$

On prend : $A_t = 3T8 = 1,51\text{cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = e \leq \min(120\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 33\text{cm}$

IV-3-5.Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{u\max} = 57,83\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{57,83 \times 10}{100 \times 28} = 0,206 MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5 MPa\right) = \min(2,67 MPa; 5 MPa)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,67 MPa$$

$$\tau_U = 0,206 MPa < \overline{\tau_U} = 2,67 MPa \dots\dots\dots CV$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,206 MPa < \overline{\tau_U} = 0,05 f_{c28} = 1 MPa \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'aura pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

IV-3-6. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérification :

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 14,4 cm$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{20}{1,5} \times 100 \times 14,4 \times 10^{-1} = 768 KN$$

$$V_U = 57,83 KN < 768 KN \dots\dots\dots CV$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{57,83 + \frac{101}{0,9 \times 28}}{\frac{400}{1,15}} = 0,177 cm^2$$

$$A = 4,52 cm^2 > 0,177 cm^2 \dots\dots\dots CV$$

Etat limite de service :

Schéma statique :

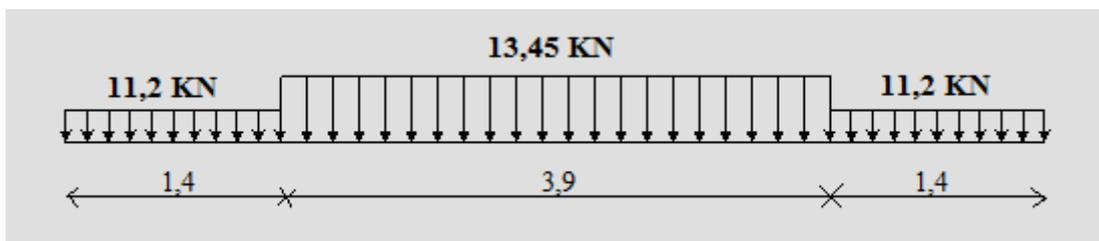
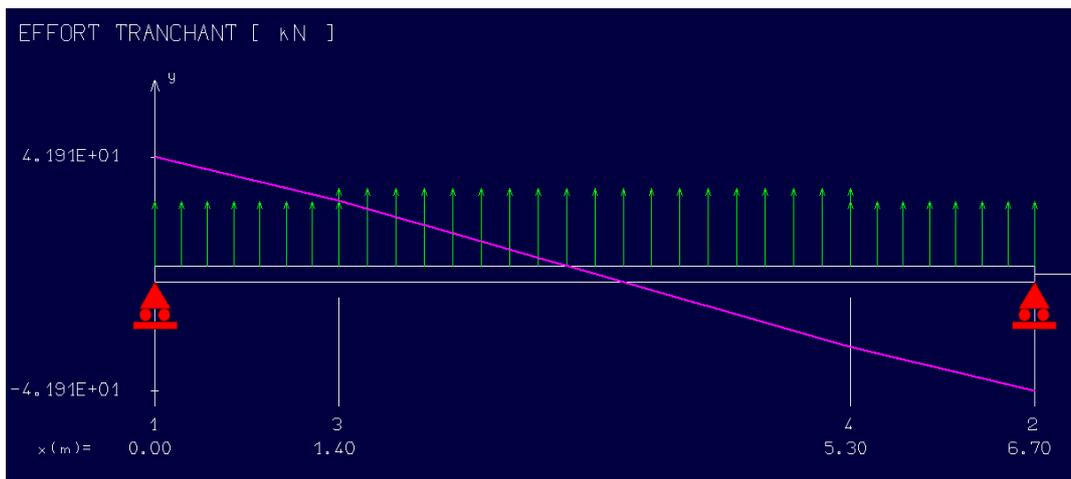
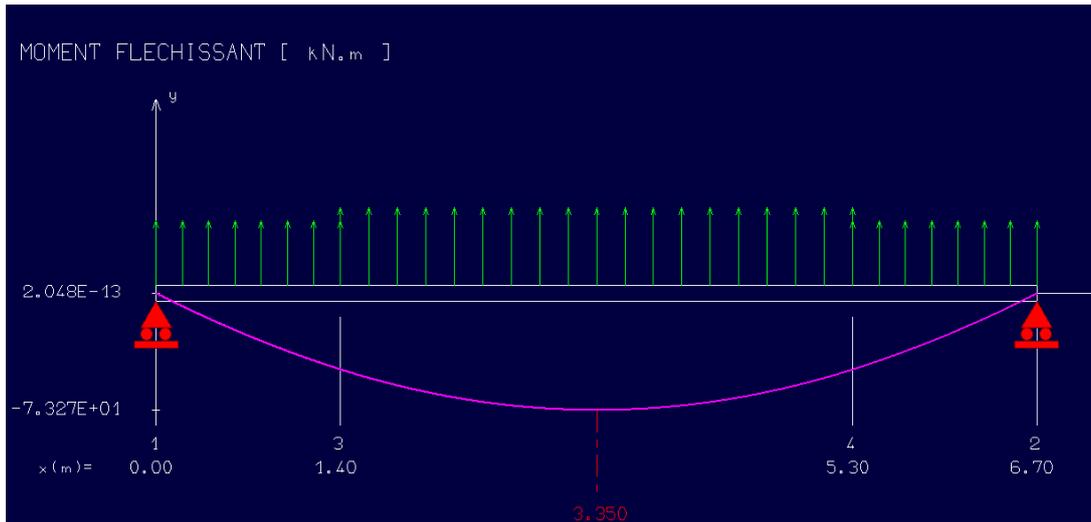


Figure.IV.12. Schémas statique d'escalier.

Après un calcul d'RDM, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après.



$$M_s = 73,27 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 41,91 \text{ KN.m}$$

1) En appuis :

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 28 = 37,968 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 37,968} = 5,521 \text{ cm}$$

$$Y = 5,521 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (5,521)^3 + 15 \times 4,52 \times (28 - 5,521)^2$$

$$I = 39869,31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{73,27 \times 10^3}{39869,31} = 1,83 \text{ Mpa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K, Y = 1,83 \times 5,521 = 10,10 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 10,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R à l'appui sont convenables.

2) En travée :

$$M_t = 0,85 M_s = 62,27 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 16 = 21,696 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 21,696} = 4,028 \text{ cm}$$

$$Y = 4,028 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} (5,521)^3 + 15 \times 4,52 \times (28 - 5,521)^2$$

$$I = 39869,31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{62,27 \times 10^3}{39869,31} = 1,561 \text{ MPa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,561 \times 5,521 = 8,622 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,622 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U.R à l'appui sont convenables.

Etat limite de d'ouverture des fissure :

Les fissuration sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

Schéma de ferrailage :

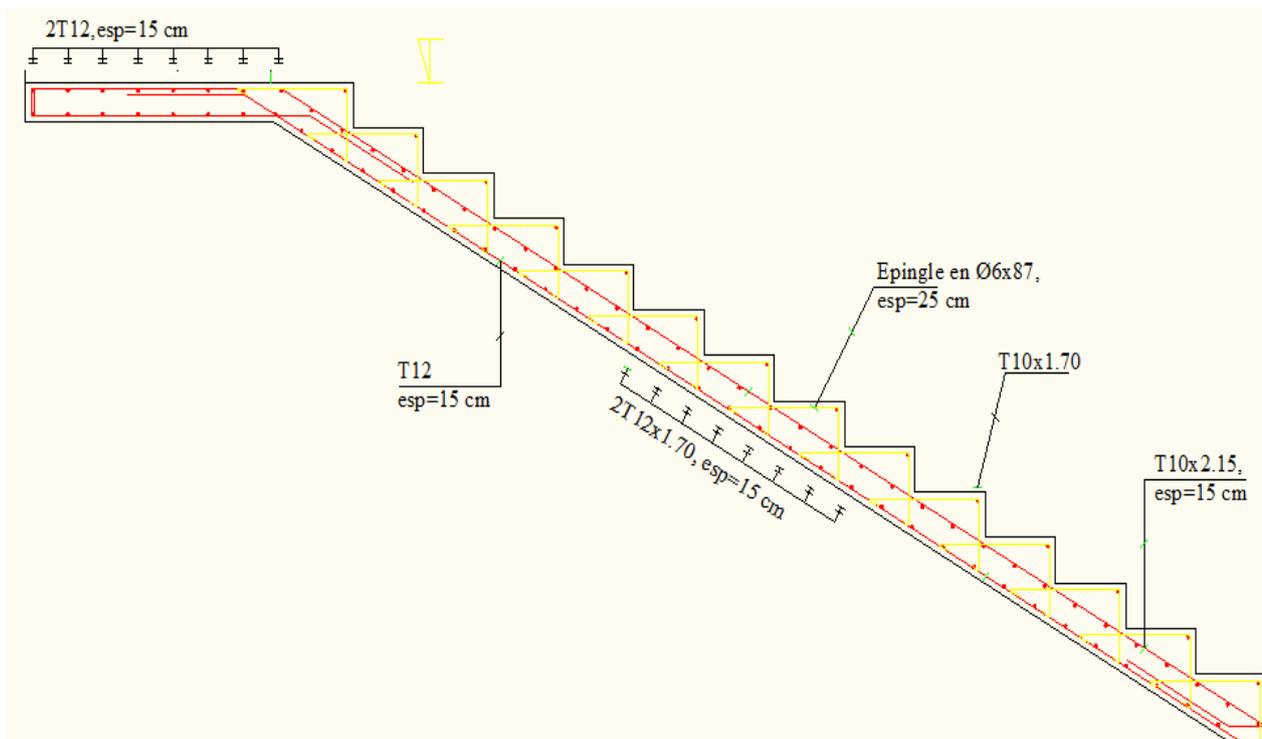


Figure.IV.13. Ferrailage d'escalier.

IV-4. Etude des planchers :

IV-4-1. Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assurent la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

IV-4-2. Plancher 16+4

Etude des poutrelles :

Dimensionnement des poutrelles :

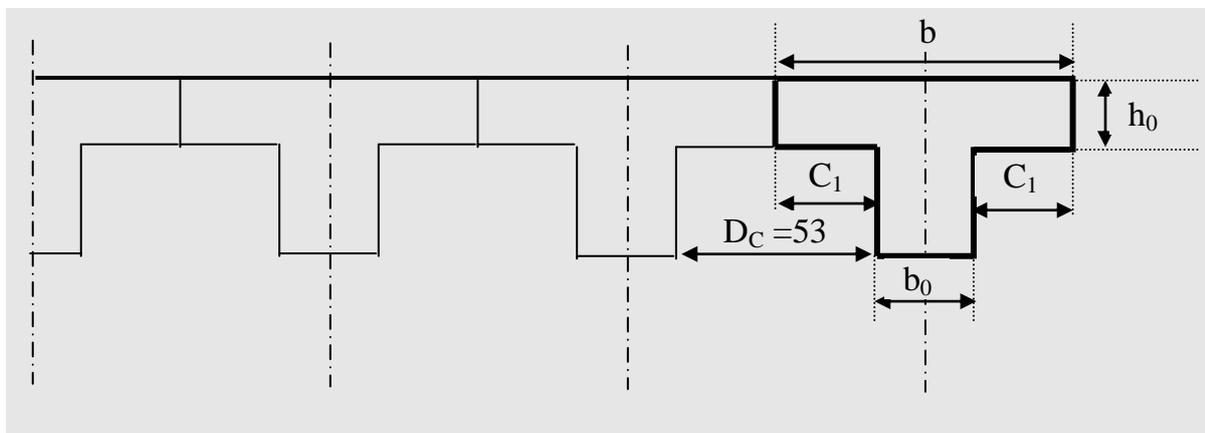


Figure.IV.14. Schémas statique.

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{L}{25} = \frac{350}{25} = 14 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{350}{20} = 17,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur du corps creux

$$e = 16 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la dalle de compression :

$$e = h_t - e = 20 - 16 = 4 \text{ cm}$$

La largeur de la poutrelle :

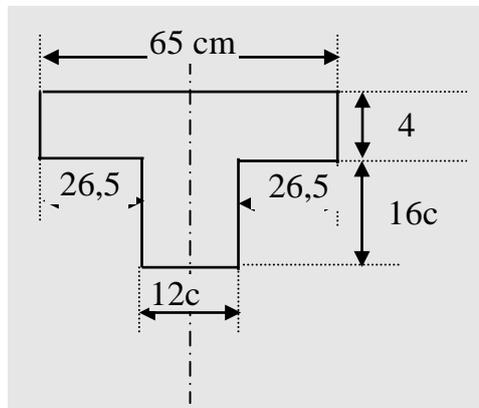
$$b = b_0 + 2 c_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53 \text{ cm}$

$$c_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_C}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ (6 ; 8) \cdot h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$



N.B : pour le calcul de plancher on utilise le chargement le plus défavorable

IV-4-3. Calcul des efforts dans la poutrelle :

Chargement qui arrive à la poutrelle :

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	N _u =1,35G+1,5Q	N _s =G+Q
Plancher terrasse	6,83	1	10,72	7,83
Plancher étage courant	5,04	1,5	9,05	6,54

Tableau IV.8. Les efforts dans la poutrelle.

$$G = 6,83 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Sollicitations combinées

a) Terrasse : (b= 0.65: largeur de la table de compression)

$$\left[\begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_u = (10,72) \times 0,65 = 6,97 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S: } q_s = (7,83) \times 0,65 = 5,09 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b) Etage courant RDC :

$$\left[\begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_u = (9,05) \times 0,65 = 5,88 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S: } q_s = (6,54) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV-4-4.Méthode de calcul :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe 3 méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode des Trois Moments.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

a) Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. cette méthode n'est applicable que si les "04" conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 G)$

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

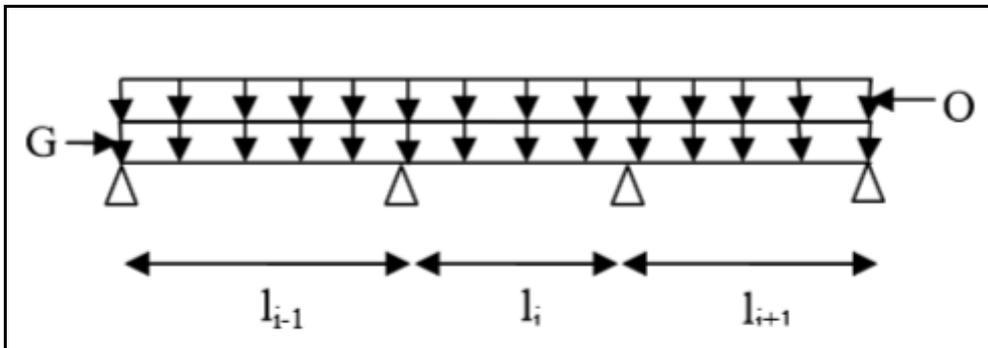


Figure IV.15. Schéma d'une poutre continue.

➤ **Principe de la méthode :**

1. **Valeurs des moments:**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit α Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

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

• **En travées :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

- ✓ $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- ✓ $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée de rive

• **En appuis :**

❖ **Moment en appui intermédiaire :**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 :moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

L'appui considéré $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

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

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

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

- **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à $(-0.15M_0)$.

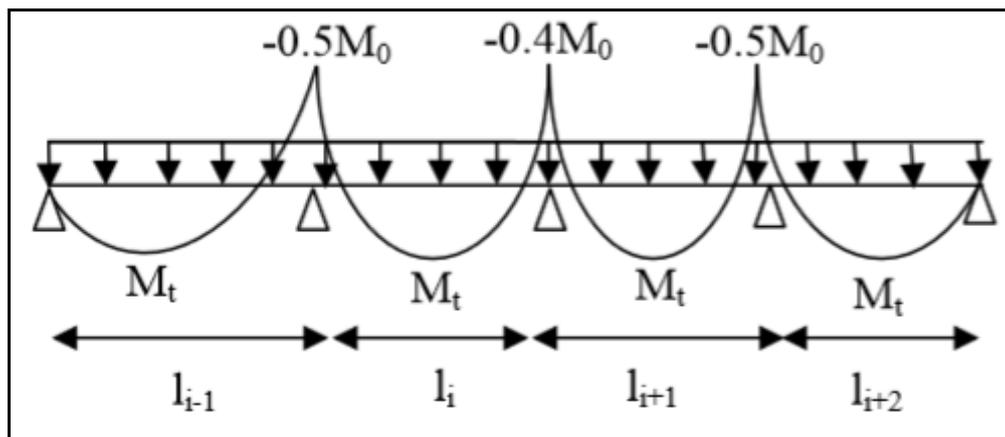


Figure IV.16. Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

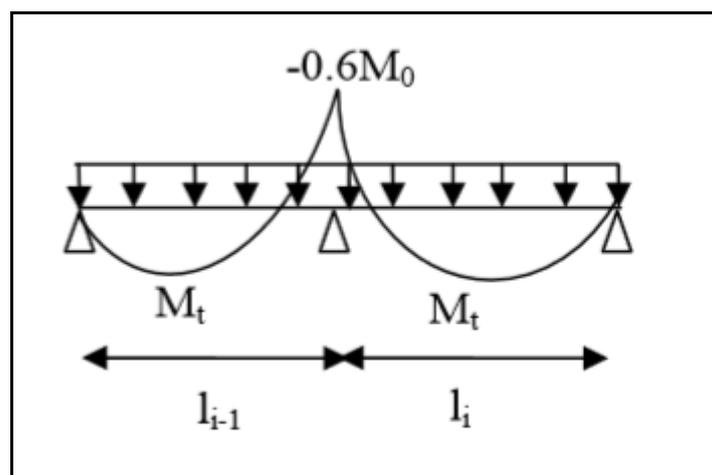


Figure IV.17. Moments d'une poutre à 2 travées.

2. Efforts tranchants :

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

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

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

• $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$

b) Méthode de ALBERT Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91):

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ **Principe de la méthode :**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e". Les charges uniformément réparties : "P_w" sur la travée gauche. "P_e" sur la travée droite.

1. Valeurs des moments :

• **Moment sur appui :**

est calculé par la formule suivante:

$$M_i = - \frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Avec :

Pour travée de rive $\begin{cases} L'_w = L_w \\ L'_e = L_e \end{cases}$

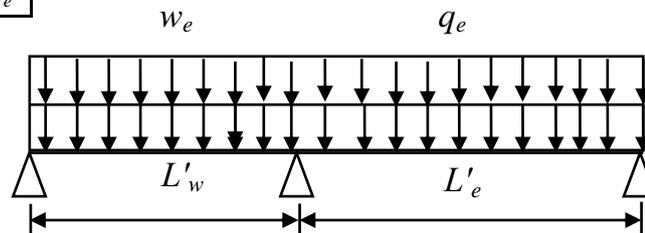


Figure IV.18. Schéma d'une poutre

continue. $\begin{cases} L'_w = 0,8L_w \\ L'_e = 0,8L_e \end{cases} \begin{cases} L'_w = L_w \\ L'_e = L_e \end{cases}$

Pour travée intermédiaire $\begin{cases} L'_w = 0,8 L_w \\ L'_e = 0,8 L_e \end{cases}$

• **Moment sur travée :**

est calculé par la formule suivante:

$$\left\{ x \right.$$

X_m : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

2. Effort tranchant :

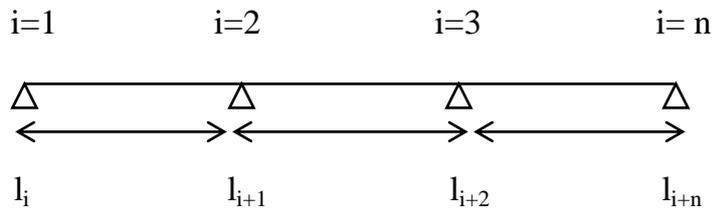
: {x

c) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}$$

Avec $S_0 = S_x a$



l_i, l_{i+1}	Les portées entre les appuis
M_{i-1}, M_i, M_{i+1}	Sont les moments aux appuis
S	Représente l'aire du diagramme du moment
a	La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui

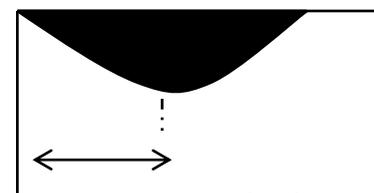
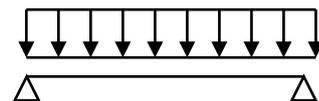
Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

$$S = 2hl/3l_1$$

$$\Rightarrow S_0 = hl^2/3$$

$$a = l_1/2$$

$$\text{Avec: } h = ql^2/8$$



a

Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

I- IV.5 Planchers étage courant :

IV.5.1 Étude des poutrelles Planchers étages étage courant :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

•.....la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q = 1.5 \text{ kN / m}^2 < (2G = 10.8 \text{ kN / m}^2 ; 5 \text{ kN / m}^2)$$

$$Q = 1.5 \text{ kN / m}^2 \leq 10.8 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutrelle à d'inertie constante ($I = Cte$) Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.

- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	4.6	3.25	4.6	4.6	4.6	3.25	4.6
Rapport	0.7	0.7	1.	1	0.7	0.7	

Travées	1-2	2-3
Portée	3.25	5
Rapport	1.54	

Tableau IV.9. Rapport entre les travées successives.

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

Condition non vérifiée.

Vu que 4 condition de la méthode forfaitaire est vérifiée, On calcul des Méthodes Forfaitaires.

Type	Travée	L (m)	M _w	M _e	V _w	V _e	X _{tm}	M _t
1	AB	4,6	0	-11,04	15,92	-11,12	1,89	10,52
	BC	2,6	-11,04	-7,42	6,25	6,86	1,54	-4,09
	CD	3,68	-7,42	-9,36	11,35	11,56	1,74	1,58
	D-F	3,68	-9,36	-9,36	10,82	10,82	1,83	1,58
	E-F	3,68	-9,36	-7,43	10,29	10,29	1,92	-4,10
	F-G	2,6	-7,43	-11,04	9,03	8,63	1,06	-4,10
	G-H	4,6	-11,04	0	11,12	9,28	2,7	10,52
2	A'B'	4,6	0	-11,04	15,92	-11,12	1,89	10,52
	B'C'	2,6	-11,04	-11,04	-7,64	-7,64	1,29	-6,07
	C'D'	4,6	-11,04	0	11,12	-15,92	2,7	10,52

3	1-2	-13,36	0	13,66	-5,44	13,66	0,92	2,52
	2-3	0	-13,36	12,03	-17,37	12,03	2,95	12,3

Tableau IV.10. Tableau récapitulatif des sollicitations ELU poutrelles (étage).

Type	Travée	L (m)	M _w	M _e	V _w	V _e	X _{tm}	M _t
1	AB	4,6	0	-7,98	11,51	-8,04	1,89	7,6
	BC	2,6	-7,98	-5,37	4,52	4,96	1,54	-2,96
	CD	3,68	-5,37	-6,77	8,2	8,36	1,74	1,14
	D-F	3,68	-6,77	-6,77	7,82	7,82	1,83	1,14
	E-F	3,68	-6,77	-5,37	7,43	7,43	1,92	-2,95
	F-G	2,6	-5,37	-7,98	6,53	6,23	1,06	-2,95
	G-H	4,6	-7,98	0	8,04	6,75	2,7	7,61
2	A'B'	4,6	0	-7,98	11,51	-8,04	1,89	7,61
	B'C'	2,6	-7,98	-7,98	5,52	-5,53	1,3	-4,39
	C'D'	4,6	-7,98	0	8,04	-11,51	2,7	7,61
3	1-2	3,25	-9,66	0	9,87	-3,94	0,92	1,82
	2-3	5	0	-9,66	8,69	-12,56	2,95	8,89

Tableau IV.11. Tableau récapitulatif des sollicitations ELS poutrelles (étage).

Les sollicitations :

ELU : M_{t max} = 12,3 KN.m ; M_{a max} = -13,36 KN.m ; V_{max} = 17,37 KN

ELS : M_{t max} = 8,89 KN.m ; M_{a max} = -9,66 KN.m

IV.5.2 Ferrailage longitudinal :**1. Ferrailage en travée :**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 147,36 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 12,3 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,36 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,980$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12,3 \times 10^6}{348 \times 0,980 \times 180} = 2 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,42 \text{ cm}^2$$

3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 20 \times 65 = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{3T12} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

4. Ferrailage appuis :

Aux appuis intermédiaires:

$$M_{a \max} = -13,36 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13,36 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,291 < \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,823$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13,36 \times 10^6}{348 \times 0,823 \times 180} = 2,59 \text{ cm}^2$$

5. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 2,2 \text{ cm}^2$$

6. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 20 \times 10 = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{3T12} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}.$$

7. Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{5,88 \times 4,6^2}{8} = 15,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15 M_0 = 2,33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,33 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 180^2} = 0,05 < 0,392$$

$$\beta = \left[0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} \right] = 0,974$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,33 \times 10^6}{348 \times 0,974 \times 180} = 0,38 \text{ cm}^2$$

8. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

$$0.38 \text{ cm}^2 > 0.22 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min}; A) = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \mathbf{1T12 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

9. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 17,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{17,37 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.97 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible
Fissuration peu nuisible Art A.5.1. 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5.3 Ferrailage transversal art. A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 5.71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 235 \times \frac{1.01}{10 \times (0.79 - 0.3 \times 2.1)} = 23.7 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 19.8 \\ S_t \leq \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.38 \text{ cm}^2 \quad \text{CV Influence}$$

2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

- Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 140 \text{ KN}$$

17,37 KN ≤ 140 KN CV

- Pour un appui intermédiaire :

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.321/ BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[17.37 + \frac{12.3 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.27 \text{ cm}^2$$

3.39 cm² > 0.27 cm² CV

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.5.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{17.37 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 18 \times 20} = 0.23 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ con}$$

IV.5.4 Vérification à l'état limite de service ELS :

ELS : M_{t max} = 8.89 KN.m ; M_{a max} = -9,66 KN.m

1. Sur travée ;

Moment service	M _{ser}	8.89 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28.08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28.08} = 6.13 \text{ cm}$	6.13 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	57072.99 cm ⁴
Coefficient	K = M _{ser} / I	0.15 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	σ _b = K.y	0.91 MPa
Contrainte dans l'acier	σ _s = 15K(d - y)	26.71 MPa

Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.91 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	26.71 < 400

2. Sur appui :

Moment service	M_{ser}	9.66KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28.08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28.08} = 6.13 \text{ cm}$	6.13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	14842.8cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.65 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3.99 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	41.77MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.99 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	41,77 < 400

Tableau IV.12. Vérification des contraintes.

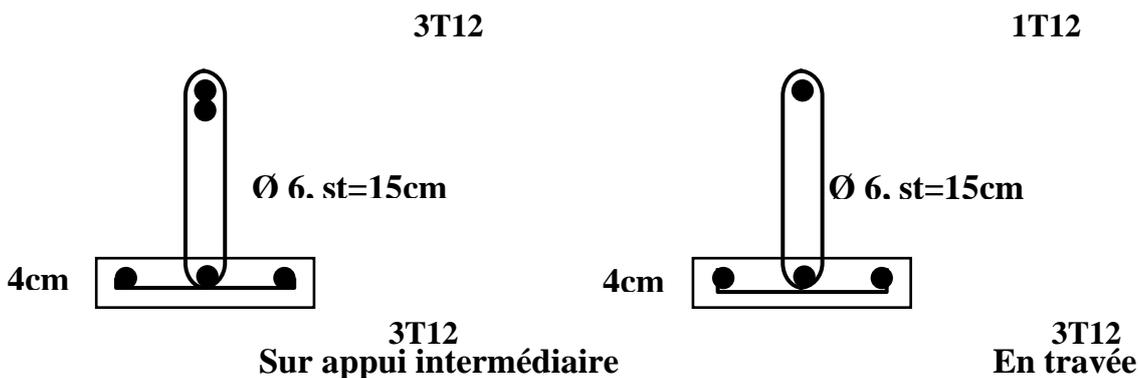


Figure IV.19. Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Etage courant.

II- IV.6 Planchers terrasse :

IV. 6.1 Étude des poutrelles Planchers Terrasse :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

la charge d' exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 < (2G = 10.8 \text{ kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$

- $Q=1.5 \text{ kn / m}^2 \leq 10.8 \text{ kn / m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.

Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	4.6	3.25	4.6	4.6	4.6	3.25	4.6
Rapport	0.7	0.7	1.	1	0.7	0.7	

Travées	1-2	2-3
Portée	3.25	5
Rapport	1.54	

Tableau IV.13. Rapport entre les travées successives.

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Condition non vérifiée.

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque la fissuration n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

✓.....Exemple de calcul type 01 :

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn)	M_e (Kn.)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{rm} (m)	M_i (Kn.m)
AB	3.65	6.97	0	-16.45	17.23	-8.21	1.17	4.84
BC	5	6.97	-16.45	0	14.14	-20.72	2.97	14.33

Tableau. IV.14. résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3.65	5.09	0	-12.02	12.58	-6	1.17	3.53
BC	5	5.09	-12.02	0	10.32	-15.13	2.97	10.47

Tableau. IV.15. résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Type 2 :

Types de poutrelles	Sollicitations	Val eur ma x	Diagrammes
1 ère Type	E L U R Mome nt D appui KN.m	-13,06	
	Mome nt En travée KN.m	12,53	
	Effort Tranch ant D appui KN	18,80	
E L S	E L U R Mome nt D appui KN.m	-9,03	
	Mome nt En travée KN.m	8,64	
	Effort Tranch ant D appui KN	12,97	

Tableau IV.16. Sollicitation de calcul des poutrelles de plancher terrasse.

Les sollicitations :

ELU : $M_{t \max} = 14.33 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -16.45 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 20.72 \text{ KN}$

ELS : $M_{t \max} = 10.47 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -12.02 \text{ KN.m}$

IV.6.2 Ferrailage longitudinal :**1. Ferrailage en travée :**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 147,36 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$M_{t \max} = 14.33 \text{ KN.m}$

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14.33 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.976$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14.33 \times 10^6}{348 \times 0.976 \times 180} = 2.34 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 65 = 1.3 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2.34 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 3.39 cm²**

4. Ferrailage appuis :**Aux appuis intermédiaires:**

$M_{a \max} = -16.45 \text{ kN.m}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16.45 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 180^2} = 0.35 < \mu_l = 0.392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.766$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16.45 \times 10^6}{348 \times 0.766 \times 180} = 3.24 \text{ cm}^2$$

5. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

6. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 20 \times 10 = 0.2 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{min}, A, A'_{min}) = 3.24 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 3.39 cm²**.

1. Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{6.94 \times 5^2}{8} = 21.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap} = 0.15 M_0 = 3.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.25 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 180^2} = 0.07 < 0.392$$

$$\beta = \left[0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} \right] = 0.963$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{3.25 \times 10^6}{348 \times 0.963 \times 180} = 1.1 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_a = \max(A_{min}; A) = 1.1 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12 = 1.13 cm²**

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 20.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{20.72 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.15 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1. 211 BAEL91**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6.3 Ferrailage transversal art. A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{min}} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 5.71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 235 \times \frac{1.01}{10 \times (1.15 - 0.3 \times 2.1)} = 45.64 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 19.8 \\ S_t \leq \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{t_{min}} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{CV Influence}$$

3. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

▪ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 140.87 \text{ KN}$$

$$20.72 \text{ KN} \leq 140.87 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

▪ Pour un appui intermédiaire :

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.321/ BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[20.72 + \frac{14.33 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.6.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{20.72 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 18 \times 20} = 0.27 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

IV.5.4 Vérification à l'état limite de service ELS :

$$\text{ELS : } M_{t \max} = 10.47 \text{ KN.m ; } M_{a \max} = -12.02 \text{ KN.m}$$

1. Sur travée ;

Moment service	M_{ser}	10.47 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.65 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot A \cdot D \cdot d = 2 \times 0.65 \times 18 = 28.08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.65 + \sqrt{0.65^2 + 28.08} = 6.13 \text{ cm}$	6.13 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	57072.99 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$	0.18 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	1.10 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	32.09 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1.10 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	32.09 < 400

1. Sur appui :

Moment service	M_{ser}	12.02KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.65 \text{ cm}$ $E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.65 \times 18 = 28.08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.65 + \sqrt{0.65^2 + 28.08} = 6.13 \text{ cm}$	6.13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	14842.8cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.81 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	4.96 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	144.22MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.96 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	144.22 < 400

Tableau IV.17. Vérification des contraintes.

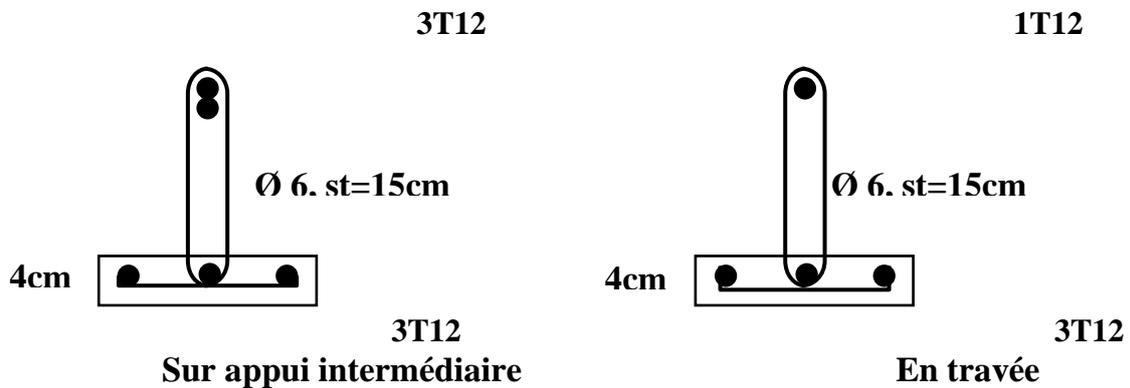


Figure IV.20 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

V- Etude dynamique :

V-1.Introduction :

Le séisme ou le tremblement de terre représente un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoquée par un processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre.

L'étude dynamique a pour objectif dans un premier temps les caractéristiques dynamiques propres tels que les périodes et les modes propres de vibration tout fois, les procédés analytique qui nous permettent de déterminer la réponse global en fonction du spectre (séisme) les périodes étant incomplètes par ce qu'elles sont dans l'incapacité de résoudre et d'analyser le comportement total de la structure et pour cela nous avons décidé de réaliser une étude au moyen des méthodes numériques très rapides et conséquentes à l'aide du logiciel **ETABS** permettant une analyse en trois dimensions et propose les bienfaits suivants :

- précision et capacité de calcul (nombre très important d'inconnues).
- Analyse statique et dynamique des structures.
- Rapidité d'exécution.
- Possibilité de choisir plusieurs models avec gain de temps.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposés, parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.2. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est applicable aux bâtiments qui présentent une régularité en plan et en élévation selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99/ V.2003**), on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de vibration de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques

V.3. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode recherche 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.

V.4. Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique

- Le bâtiment est classé en groupe d'usage 02-ouvrages courants ou d'importance moyenne (ne dépasse pas 48 m) suivant la classification de l'RPA 99/ V.2003.
- Le sol est de catégorie S2 (sol ferme),(Gré jaunâtre, moyennement dur, fracturé parfois récupéré en débris).
- Le bâtiment se trouve dans une zone de sismicité moyenne zone IIa.
- Le bâtiment étudié fait 18,70 m (R+5) de hauteur. Le système structurel est constitué de portique auto stable.

V.5.Modélisation de la structure étudiée

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 6 niveaux (RDC+5étages) encastrée à sa base. Les voiles auront une disposition de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure sous recommandations de l'RPA99/ V.2003.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suite :

- Les éléments en portique (poutre-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre «Frame».
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque«Shell».

La participation massique de nos charges est donnée comme suite :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [V-1]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, avec $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation).

- Le spectre de réponse donné par le RPA/ V.2003 est introduit en termes de périodes.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

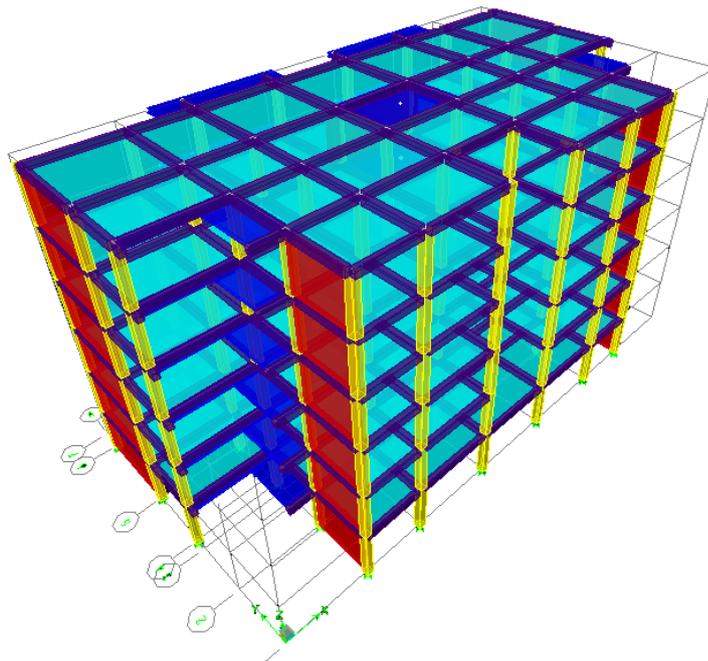


Figure V.1. Modèle 3D de la structure.

V.6. Disposition des voiles

Le système structurel choisi, c'est des portiques contreventés par des voiles en béton armé, la forme de structure en H. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA/ V.2003 à savoir que :

- ❖ Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.
- ❖ Une excentricité accidentelle égale à $0,05L$ (L: dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.

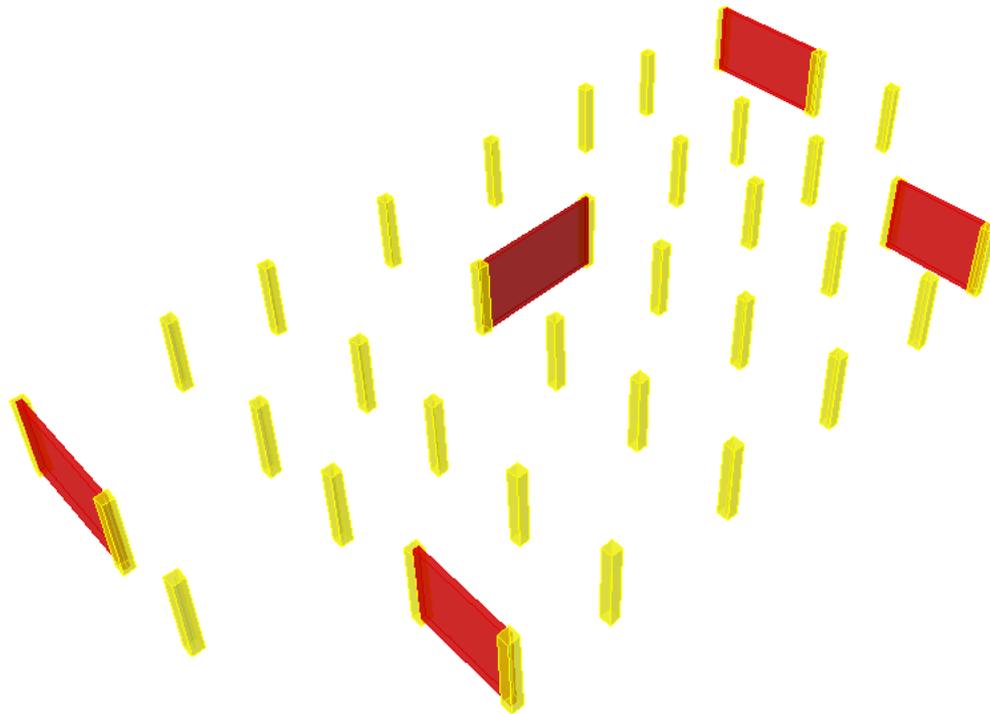


Figure V.2. Disposition des voiles dans la structure.

V.7.Calcul par la méthode spectrale :

Cette méthode donne, le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

V.7.1.Calcul de la force sismique V :

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [V-2]$$

V.7.2.Détermination des coefficients

a) **A** : Coefficient d'accélération de zone.

On a un bâtiment de groupe 02 dans une zone IIa (**A=0,15**).

b) **R** : Coefficient de comportement de la structure.

La valeur de R est donnée par le tableau (4.3.RPA99/ V.2003 page 42) en fonction du système de Portiques contreventés par des voiles et portiques (**R=5**).

c) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad [\text{V-3}]$$

Le Facteur de correction d'amortissement η est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,7$ [V-4]

ξ (%): Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau (4.2 RPA99/V. 2003 page 40).

Nous avons des voiles en béton armé avec un remplissage dense ($\xi=10\%$) $\eta = 0,76$

Période T_1 et T_2 du site considéré: $T_1 = 0,15 \text{ s}$, $T_2 = 0.5 \text{ s}$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad [\text{V-5}]$$

Avec:

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (R.P.A99).

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré par des voiles en béton armé)

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

$$h_N = 18,70 \text{ m}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 18,46 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18,70)^{\frac{3}{4}} = 0,449 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,70}{\sqrt{32,60}} = 0,294 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,294 \text{ s}$$

$$D_y = 16,30 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18,70)^{\frac{3}{4}} = 0,449 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,70}{\sqrt{16,30}} = 0,416 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,416 \text{ s}$$

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18,70)^{\frac{3}{4}} = 0,449 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = \mathbf{1,9}$$

e) **Q** : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum P_q = 1,20$ [V-6]

V.8.Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{[V-7]}$$

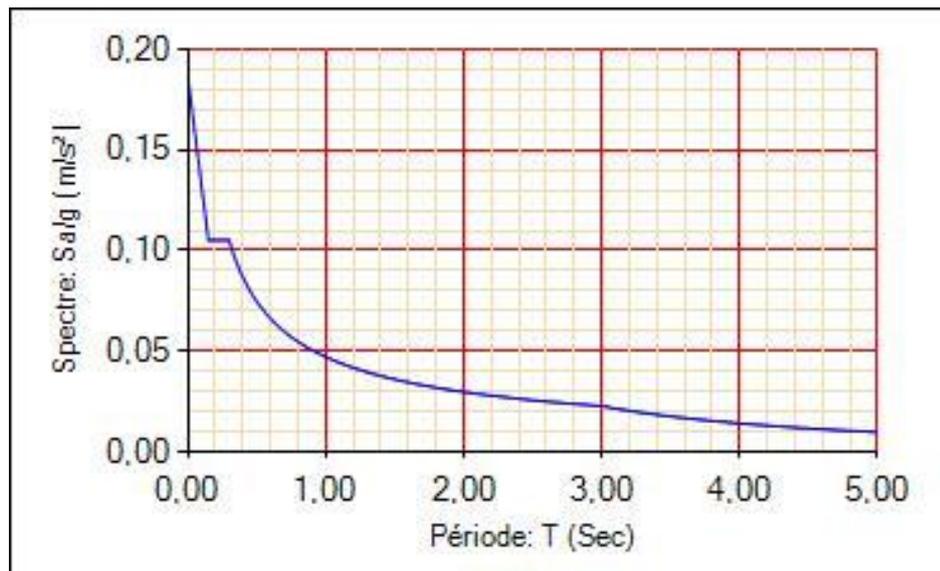


Figure V.3.Spectre de réponse de calcul.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant.

T(s)	$\frac{S_a}{g}$								
0,00	0,188	1,00	0,047	2,00	0,030	3,00	0,023	4,00	0,014
0,05	0,160	1,05	0,046	2,05	0,029	3,05	0,022	4,05	0,014
0,10	0,133	1,10	0,044	2,10	0,029	3,10	0,021	4,10	0,013
0,15	0,105	1,15	0,043	2,15	0,028	3,15	0,021	4,15	0,013
0,20	0,105	1,20	0,042	2,20	0,028	3,20	0,020	4,20	0,013
0,25	0,105	1,25	0,041	2,25	0,027	3,25	0,020	4,25	0,013
0,30	0,105	1,30	0,040	2,30	0,027	3,30	0,019	4,30	0,012
0,35	0,095	1,35	0,039	2,35	0,027	3,35	0,019	4,35	0,012
0,40	0,087	1,40	0,038	2,40	0,026	3,40	0,018	4,40	0,012
0,45	0,080	1,45	0,037	2,45	0,026	3,45	0,018	4,45	0,012
0,50	0,075	1,50	0,036	2,50	0,026	3,50	0,018	4,50	0,012
0,55	0,070	1,55	0,035	2,55	0,025	3,55	0,017	4,55	0,011
0,60	0,066	1,60	0,034	2,60	0,025	3,60	0,017	4,60	0,011
0,65	0,063	1,65	0,034	2,65	0,025	3,65	0,016	4,65	0,011
0,70	0,060	1,70	0,033	2,70	0,024	3,70	0,016	4,70	0,011
0,75	0,057	1,75	0,032	2,75	0,024	3,75	0,016	4,75	0,011
0,80	0,055	1,80	0,032	2,80	0,024	3,80	0,015	4,80	0,010
0,85	0,053	1,85	0,031	2,85	0,023	3,85	0,015	4,85	0,010
0,90	0,051	1,90	0,031	2,90	0,023	3,90	0,015	4,90	0,010
0,95	0,049	1,95	0,030	2,95	0,023	3,95	0,014	4,95	0,010
								5,00	0,010

V.9.Principe de détermination des poids (Wt) de la structure

1- Les niveaux étages:

Soit (S) la surface du plancher en question en m². Le poids d'un niveau étage est calculé comme suite :

- Poids de Plancher= $G \times S$
- Poids des Poteaux= $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times H$.
- Poids des poutres principales= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des poutres secondaires= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des murs extérieurs= $0,8 \times G_m \times H \times \Sigma L$.
- Poids des murs voile= $e_p \times H \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des escaliers= $G \times S_{escalier}$.
- Poids des dalles pleines= $G \times S_{dalle}$.
- Poids des balcons= $G \times S_{balcon}$.

$$W_{g \text{ etage}} = \sum \text{des poids propres}$$

Surcharge :

$$W_{Q \text{ etage}} = Q_{\text{etage}} \times S$$

Le poids total du niveau : $W_{\text{etage}} = W_{g \text{ etage}} + \beta W_{Q \text{ etage}}$

2- Le niveau terrasse:

- Poids de Plancher= $G \times S$
- Poids des Poteaux= $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times H/2$.
- Poids des poutres principales= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des poutres secondaires= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des murs extérieurs= $0,8 \times G_m \times H \times \Sigma L$.
- Poids des murs voile= $e_p \times H \times \gamma_{BA} \times \Sigma L$.
- Poids des dalles pleines= $G \times S_{dalle}$.
- Poids des balcons= $G \times S_{balcon}$.
- Poids d'acrotère= $G_{\text{acrotère}} \times L$.

$$W_{g \text{ terrasse}} = \sum \text{des poids propres}$$

Surcharge :

$$W_{Q_{terrasse}} = Q_{terrasse} \times S$$

V.10. Combinaison des réponses modales :

Le RPA 99 / V. 2003 propose de vérifier l'indépendance des modes par la formule suivante :

$$\begin{cases} r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} \\ r = \frac{T_i}{T_j} \end{cases} \quad [\text{V-8}]$$

Avec :

T_i, T_j : Les périodes des modes i et j ;

ξ_i, ξ_j : Les coefficients d'amortissement des modes i et j .

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad [\text{V-9}]$$

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus.

Dans le cas où deux réponses modales E_1, E_2 ; par exemple ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2} \quad [\text{V-10}]$$

V.11. Caractéristiques géométriques :

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS sont montrées dans le Tableau :

Etages	Centre de masse [cm]		Centre de rigidité [cm]		Excentricité théorique [cm]		Excentricité Accidentelle[cm]		Excentricité de calcul [cm]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	424,143	424,143	16,107	8,819	424,143	424,1435	16,107	8,819	14,99	10,512
E1	420,112	420,112	16,107	8,892	420,112	420,1122	16,107	8,892	13,837	10,422
E2	420,112	420,112	16,107	8,892	420,112	420,1122	16,107	8,892	13,383	10,286
E3	420,112	420,112	16,107	8,892	420,112	420,1122	16,107	8,892	13,234	10,164
E4	420,112	420,112	16,107	8,892	420,112	420,1122	16,107	8,892	13,185	10,071
E5	435,132	435,132	16,105	8,923	435,132	435,1321	16,105	8,923	13,152	10,006

Tableau V.2. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

V.12. Caractéristiques dynamiques de bâtiment :

Le tableau V.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,484186	70,7938	0,9554	70,7938	0,9554
2	0,420582	1,2493	62,3261	72,0431	63,2815
3	0,295617	0,257	7,2674	72,3001	70,5489
4	0,123042	19,0841	0,2048	91,3841	70,7538
5	0,092934	0,0562	18,9384	91,4403	89,6921
6	0,078226	0	0,1833	91,4403	89,8754
7	0,074498	0,0057	0,1786	91,446	90,0541
8	0,071758	0,0001	0,1843	91,4461	90,2384
9	0,071624	0,0004	0,178	91,4465	90,4164
10	0,066106	0,0034	0,1974	91,4499	90,6138
11	0,065926	0,0004	0,1833	91,4503	90,7971
12	0,065824	0	0,1793	91,4503	90,9764

Tableau V.3. Participation des masses cumulées.

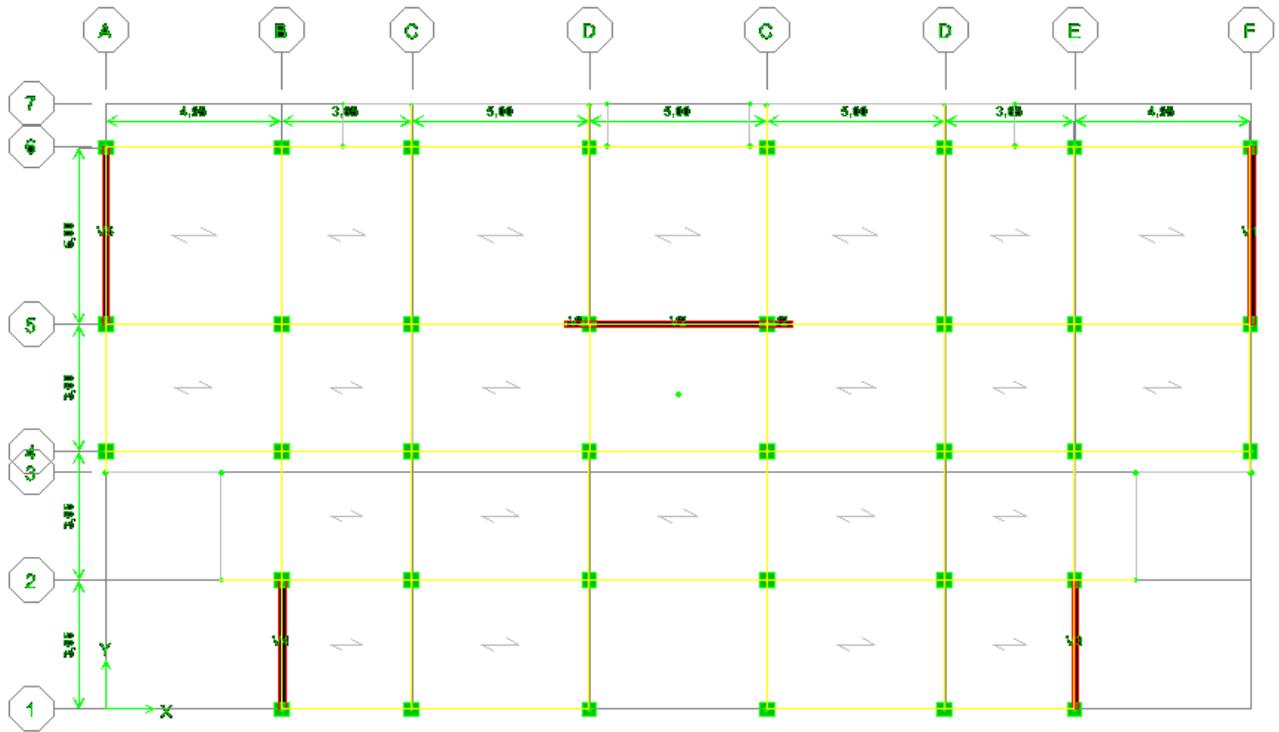


Figure V.4. Contreventement de la structure.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suite :

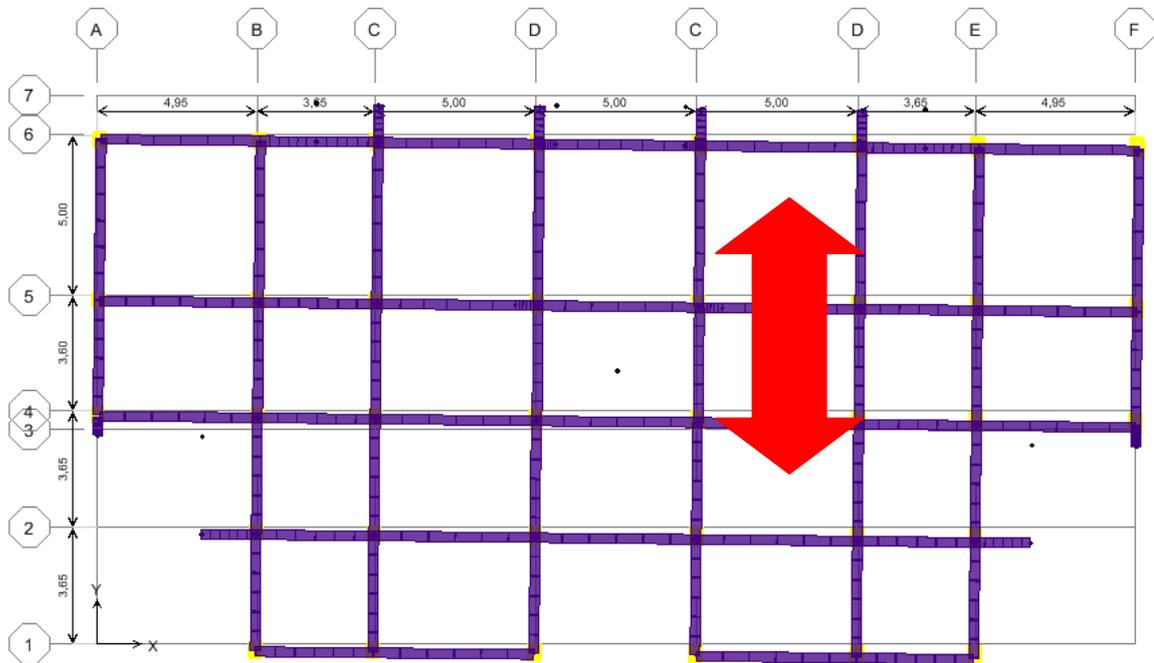


Figure V.5. Première mode ($T=0,4842\text{sec}$) principal de vibration suivant Y.

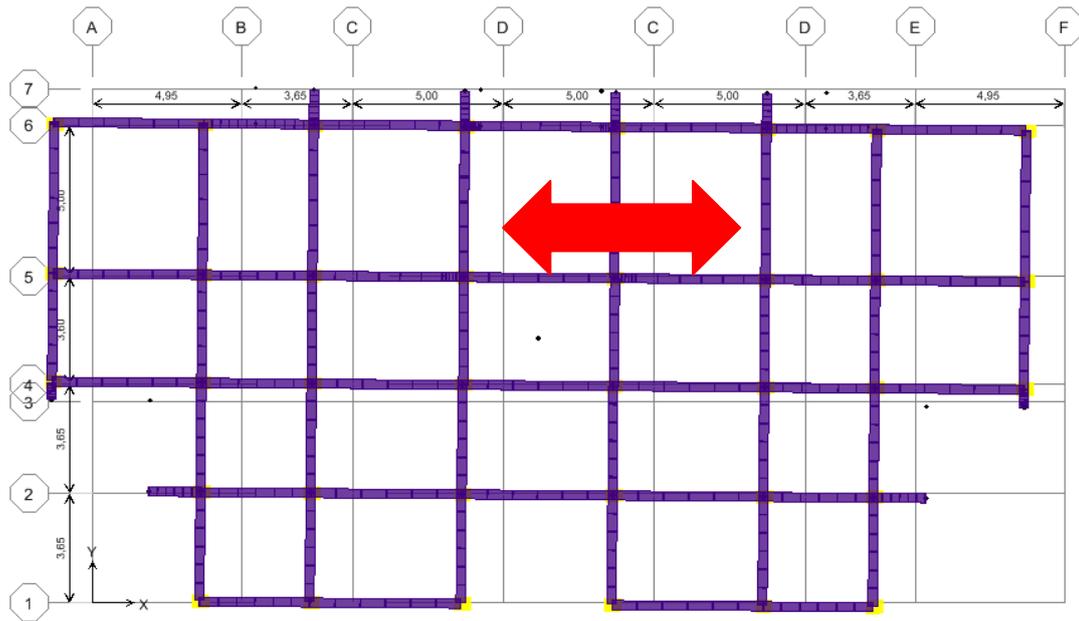


Figure V.6. Deuxième mode ($T=0,4206\text{sec}$) principal de vibration suivant X.

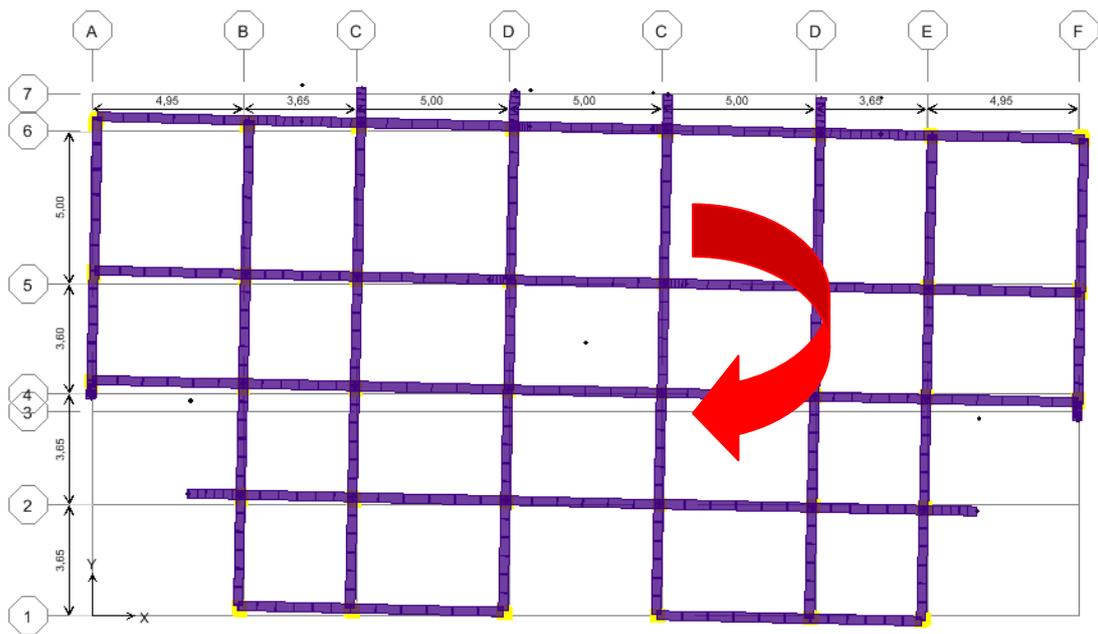


Figure V.7. Troisième mode ($T=0,2956\text{ sec}$) principal de vibration en torsion.

V.13. Vérifications :**V.13.1. Vérifications de participation de la masse :**

-Le sens suivant (X) : $\Sigma\alpha_x=91,4503\%>90\%$ Condition vérifié.

-Le sens suivant (Y) : $\Sigma\alpha_y=90,9764\%>90\%$ Condition vérifié.

V.13.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

D'après résultats obtenus par **ETABS**, le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,4842sec**.

On doit vérifier que la période dynamique $T_{\text{dynamique}}$ est inférieure à la valeur de la période statique fondamentale majoré de 30%

Donc :

$T_{\text{dynamique}}=0,484186 \text{ sec} < T_{\text{statique}}=1,30T_{\text{empirique}}=0,58\text{sec}$ Condition vérifiée.

V.13.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA (Art 4.3.6 page 50), la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ' V '.

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport :

$$0,8 \frac{V}{V_t} \quad \text{[V-11]}$$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :

$$0,8 \frac{V}{V_t} \times V_t \quad \text{[V-12]}$$

V : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide de 'ETABS'.

V_t : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{[V-13]}$$

$W=24914,6964 \text{ kN}$

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,2}{5} \times 24914,696 = 1704,164$$

$V_{tx} = V_{ty} = 2814,502 > 0,8V = 1363,332$ Condition vérifié.

V.13.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δ est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \quad [\text{V-14}]$$

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i \quad [\text{V-15}]$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k**.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

h_k : Hauteur de l'étage **k**.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad [\text{V-16}]$$

$$\delta_K = R \delta_{sK} \quad [\text{V-17}]$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement de la structure.

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page 54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes δ_{ek} avec la combinaison des charges suivantes G+Q+E

Etage	Sens X			Sens Y			1%.h [m]	Observation
	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]		
5	0,000028	0,0108	0,0021	0,00006	0,0127	0,0027	0,0306	vérifiée
4	0,000026	0,0087	0,0022	0,000056	0,01	0,0027	0,0306	vérifiée
3	0,000022	0,0065	0,0021	0,000048	0,0127	0,008	0,0306	vérifiée
2	0,000018	0,0044	0,002	0,000038	0,0047	0,0023	0,0306	vérifiée
1	0,000011	0,0024	0,0016	0,000024	0,0024	0,0016	0,0306	vérifiée
RDC	0,000004	0,0008	0,0008	0,000009	0,0008	0,0008	0,0340	vérifiée

Tableau V.4. Déplacements relatifs inter étages

Etage	h_k [m]	P_k [kN]	Sens X			Sens Y		
			Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k
5	3,06	4160,848	0,0021	752,36	0,003795	0,0027	787,34	0,003627
4	3,06	8282,149	0,0022	1228,75	0,004846	0,0027	1245,25	0,004782
3	3,06	12403,45	0,0021	1543,81	0,005514	0,008	1539,73	0,005528
2	3,06	16524,75	0,002	1809,93	0,005967	0,0023	1808,9	0,005971
1	3,06	20646,05	0,0016	2035,8	0,005303	0,0016	2041,52	0,005288
RDC	3,40	24914,7	0,0008	2151,74	0,002724	0,0008	2153,48	0,002722

Tableau V.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs $\theta_{k/x}$ et $\theta_{k/y}$ sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable).

VI- Ferrailage :**VI-1.Ferrailage des Poutres :**

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le B.A.E.L 91 tout en respectant les règles du règlement R.P.A 99/V2003.

Pour le ferrailage on utilise la combinaison : $1,35 G + 1,5 Q$ et $G + Q \pm E$

Et la vérification se faite avec la combinaison : $G + Q$

Calcul de la section des Armatures :**A) État limite ultime de résistance :****Armatures longitudinales :**

Condition exigée par R.P.A99:

- $A_{\min}=0,5\% b.h$ (en toute section).
- $A_{\max}=4\% bh$ (en zone courte).
- $A_{\max}=6\% bh$ (en zone de recouvrement).

La largeur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa).

Armatures transversales :

Contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Contrainte admissible (fissuration peu nuisible) $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5MPa) = 2,6MPa$

Diamètre des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\}$

L'espacement des armatures transversales :

D'après RPA 99 $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}; 30cm\right\}$ en zone nodale.

$S_t \leq \min \frac{h}{2}$ En zone courante.

B) État limite de service :**Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15A}{b} \quad \text{Et} \quad E = 2 \times d \times D$$

Moment d'inertie :

$$\sigma_b = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15(d - y_1)^2$$

Exemple de calcul:**Poutre porteuse :****1) E.L.U.R:****Armatures longitudinales:**

$$\begin{aligned} L &= 4,93 \text{ m} & ; & & M_a &= -86,498 \text{ KN.m} & ; & & M_t &= 71,972 \text{ KN.m} & ; & & V_U &= 127,91 \text{ KN} \\ B &= 30 \text{ cm} & ; & & d &= 42 \text{ cm} & ; & & c = c' &= 3 \text{ cm} & ; & & \sigma_b &= 11,33 \text{ MPa} \\ \text{FeE400} & & ; & & \sigma_b &= 348 \text{ MPa} & ; & & h &= 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{71,972 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times (42)^2} = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 5,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1,148 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Alors, on prend : $A = 3T14+2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$

➤ **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,144 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,921$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 6,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1,148 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Alors, on prend : $A = 3T14+2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$

Conditions exigées par RPA99:

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 6,75 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 54 \text{ cm}^2 > 6,88 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 81 \text{ cm}^2 > 6,88 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$ en zone IIa

$$\text{Donc } : A_t + A_a = 13,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Armatures transversales :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{127,91 \times 10}{30 \times 42} = 1,015 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 1,015 < \overline{\tau_U} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} = 12,85 \text{ mm} ; \phi_l = 12 \text{ mm} ; \frac{b}{10} = 30 \text{ mm} \right)$$

$$\phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A \cdot \sigma_s}{b(\tau_U - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 156,67}{30(0,996 - 0,3 \times 1,8)} = 20,71 \text{ cm}$$

Espacement exigé par RPA 2003:

$$S_t < \min (h/4 ; 12\phi_{\text{min}} ; 30 \text{ cm}), \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t < \min (10 \text{ cm}; 14, 4; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \quad \dots \text{zone courante}$$

$$\text{On prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2,01 \times 235}{30 \times 20} = 0,787 \text{ MPa} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} = 0,498 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,498 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

$$V_U \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$127,91 \text{ KN} \leq 1728 \text{ KN} \dots \text{cv}$$

Armatures:

$$A_{\text{inf}} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[127,91 - \frac{86,498}{0,9 \times 42} \right] \frac{1,15}{235} = 0,614 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures inférieures sont suffisantes.

Béton :

$$V_u \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 30 \times 33,3 \cdot \frac{20}{1,5} \cdot 10^{-1} = 532,8 \text{ KN}$$

$$a = \min(a', 0,9d) = 33,3 \text{ cm}$$

$$V_u = 127,91 \text{ KN} < 532,8 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

2) E.L.S:

$$M_s = 52,653 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 6,88}{30} = 3,44 \text{ cm} \quad \text{et} \quad E = 2 \times D \times d = 2 \times 3,44 \times 42 = 288,96 \text{ cm}^2$$

Donc: $y = 13,90 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = 180301,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{52,653 \times 10^3}{180301,54} = 0,292 \text{ MPa/cm}$$

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = K \times Y = 0,292 \times 13,90 = 4,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N. B: Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation :

Selon BAEL 99 on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{45}{505} = 0,089 > 0,044 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,089 > \frac{52,653}{15 \times 61,94} = 0,056 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 42} = 0,0054 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Puisque les trois conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

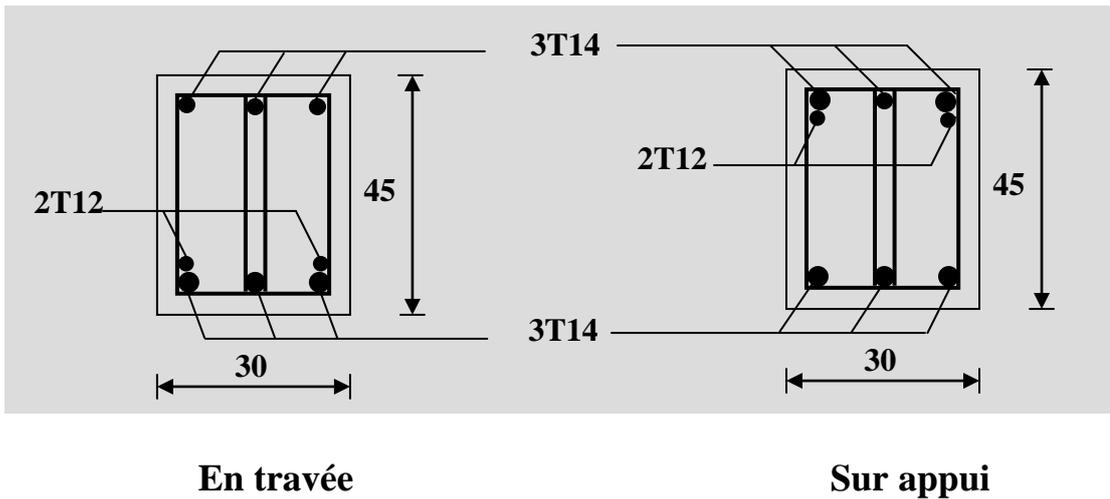


Figure VI.1 : schéma de ferraillage de la poutre porteuse

Toutes les poutres ont les mêmes sections dans les différents niveaux de la structure.

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Ferrailage des poutres principales de rive.

Position	Moment [kN.m]	A _s calculé [cm ²]	A _s min [cm ²]	Choix des barres	A _s [cm ²]
Appuis	39,545	2,83	6,00	3T12+2T12	6,65
Travée	15,289	1,42		3T12	3,39

Tableau VI.2. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire.

Position	Moment [kN.m]	A _s calculé [cm ²]	A _s min [cm ²]	Choix des barres	A _s [cm ²]
Appuis	84,643	6,29	6,00	3T14+2T14	9,24
Travée	39,868	3,81		3T14	4,62

Tableau VI.3. Ferrailage des poutres secondaires de rive.

Position	Moment [kN.m]	A _s calculé [cm ²]	A _s min [cm ²]	Choix des barres	A _s [cm ²]
Appuis	33,569	2,8	5,25	3T12	3,39
Travée	23,782	1,96		3T12	3,39

Tableau VI.4. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire.

Position	Moment [kN.m]	A _s calculé [cm ²]	A _s min [cm ²]	Choix des barres	A _s [cm ²]
Appuis	43,421	3,66	5,25	3T12+2T12	5,65
Travée	33,603	2,8		3T12	3,39

VI-2. Ferrailage Des Poteaux

1) Introduction :

Les Poteaux sont des éléments porteurs du système plancher-poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales (effort de compression ou de traction) ainsi qu'un moment fléchissant et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont sollicités par un moment fléchissant M et un effort normal N , donc leur ferrailage se fait en flexion composée.

Pour obtenir les efforts internes ou externes (M , N , T), nous avons utilisé le logiciel **ETABS** sous les deux combinaisons suivantes :

- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

Flexion composée :

Flexion composée

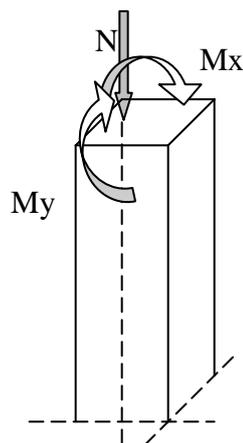


Figure VI.2 : schéma de sollicitations

2) Ferrailage des poteaux :**Exemple de calcul :****Etat limite ultime de résistance ELUR :****➤ Sens x:**

$$M_{37\max} = 31,955 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$N_{\text{cor}} = 862,87 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = 14,78 \text{ Mpa}$$

Calcul de l'excentricité :

$$\text{➤ Excentricité du 1}^{\text{er}} \text{ ordre : } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{31,955}{862,87} = 3,70 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Excentricité additionnelle : } e_a = \max\left(\frac{L}{250} = \frac{340}{250} = 1,36; 2 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Excentricité du 2}^{\text{eme}} \text{ ordre : } e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$\text{Avec : } L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 340 = 238 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 238^2}{10^4 \times 40} \left(2 + \frac{1}{2} \cdot 2\right) = 1,274 \text{ cm}$$

D'ou l'excentricité totale :

$$e_0 = 3,70 + 2 + 1,274 = 6,974 \text{ cm}$$

Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{862,87 \times 10}{40 \times 40 \times 14,78} = 0,364$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0,364 < 0,81$$

On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,364 < \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,152$$

On calcule e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,152 \times 40 = 6,118 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} à e_0 :

$$e_0 = 6,974 \text{ cm} > e_{NC} = 6,118 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

N.B : tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif d'après BAEL 99.

Calcul de la section partiellement comprimée :

➤ **Calcul du moment de flexion fictif :**

$$M_{fictif} = N_u \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right) = 862,87 \left(3,70 + 37 - \frac{40}{2} \right) 10^{-2} = 178,61 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la section fictif en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{fictif}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{178,61 \times 10^3}{14,78 \times 40 \times 37^2} = 0,220 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{fictif} = \frac{1,07 M_{fictif}}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 178,61 \cdot 10^3}{400 \times 37} = 12,18 \text{ cm}^2$$

Section réelle :

$$A_s = A_{fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 12,18 - \frac{862,87}{400} = 10,02 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL 99 page 111 on a :

$$A_{\min} < A < A_{\max} \quad \text{C.V}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2; U = \frac{8(b+h)}{100} = 6,4 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \cdot B}{100} = 3,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5\% \times B = \frac{5 \times 40 \times 40}{100} = 80 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 10,02 \text{ cm}^2$

Soit : $A_x = 2\text{T}20 + 1\text{T}16 = 8,29 \text{ cm}^2$

➤ **Sens y:**

$$M_{33\max} = 13,42 \text{ KN.m} \quad \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$N_{\text{cor}} = 139,64 \text{ KN} \quad \sigma_b = 14,78 \text{ Mpa}$$

Calcul de l'excentricité :

➤ **Excentricité du 1^{er} ordre :** $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{13,42}{139,64} = 9,61 \text{ cm}$

➤ **Excentricité additionnelle :** $e_a = \max\left(\frac{L}{250} = \frac{340}{250} = 1,36; 2 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$

➤ **Excentricité du 2^{ème} ordre :** $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$

Avec : $L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 340 = 238 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3 \times 238^2}{10^4 \times 45} \left(2 + \frac{1}{2} \cdot 2\right) = 1,132 \text{ cm}$$

L'excentricité totale :

$$e_0 = 9,61 + 2 + 1,132 = 12,742 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{139,64 \times 10}{45 \times 45 \times 14,78} = 0,046$$

➤ **On compare ce coefficient à 0,81**

$$\psi_1 = 0,046 < 0,81$$

➤ On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,046 < \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,165$$

On calcule e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,165 \times 45 = 7,425 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} à e_0 :

$$e_0 = 12,742 \text{ cm} > e_{NC} = 7,425 \text{ cm} \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Calcul de la section partiellement comprimée :

➤ Calcul du moment de flexion fictif :

$$M_{\text{fictif}} = N_u \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right) = 139,64 \left(9,61 + 42 - \frac{45}{2} \right) 10^{-2} = 40,64 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de la section fictif en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{fictif}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{40,64 \times 10^3}{14,78 \times 45 \times 42^2} = 0,034 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Selon BAEL 99 on a : $\mu = 0,066 \Rightarrow \beta_u = 0,0690$

$$A_{\text{fictif}} = \frac{1,07 M_{\text{fictif}}}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 40,64 \cdot 10^3}{400 \times 42} = 2,58 \text{ cm}^2$$

Section réelle :

$$A_s = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2,54 - \frac{139,64}{400} = 2,23 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL 99 page 111 on a : $A_{\min} < A < A_{\max}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2; U = \frac{8(b+h)}{100} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \cdot B}{100} = 4,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5\% \times B = \frac{5 \times 45 \times 45}{100} = 101,25 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,23 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x = 2\text{T}25 + 1\text{T}20 = 8,29 \text{ cm}^2$$

Condition de RPA 99/V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 12,8 \text{ cm}^2 < A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 64 \text{ cm}^2 > A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)..} (\text{Condition vérifiée}) \\ A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 96 \text{ cm}^2 > A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)...} (\text{Condition vérifiée}) \end{array} \right.$$

Donc : $A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2$

Armature transversale :

D'après BAEL 99 page 112

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{On choisi : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99/V2003 :

$$S_t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$S_t \leq 15\phi_t = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort normal de compression :

D'après RPA2003 Art 7.4.3.1 on a

$$\frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

$$\frac{862,87}{0,40^2 \times 20 \cdot 10^3} = 0,26 \leq 0,3 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

N.B : puisque le séisme change la direction on à ferrailler le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M,N).

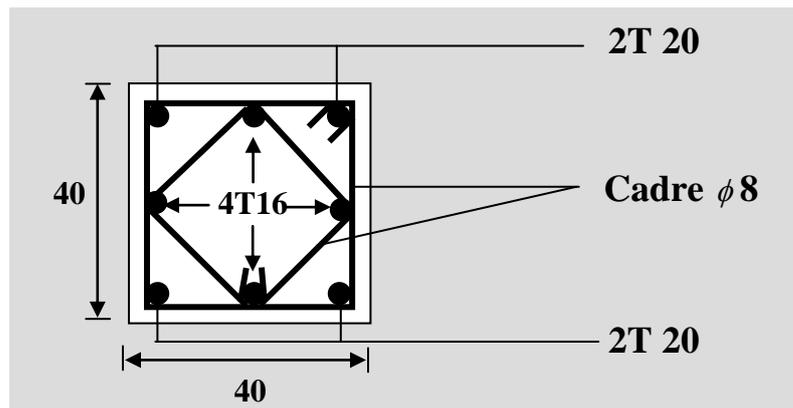


Figure VI.3 : schéma de ferraillage du poteau

VIII .3.Ferrailage des voiles

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

A) Voile pleine :

Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A99/V2003 sous les efforts N_{\max} et M_{cor} ,

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

1) Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie,

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99/V2003 ($A_{\min} = 0.20\% .a.L$).

$$\sigma_1 > 0$$

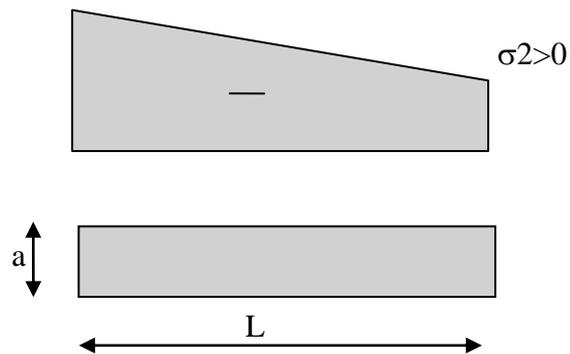


Figure IV.4 : schéma de contrainte

2^{ème} Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée) \Rightarrow On calcul le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec la section minimale

Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec A_v

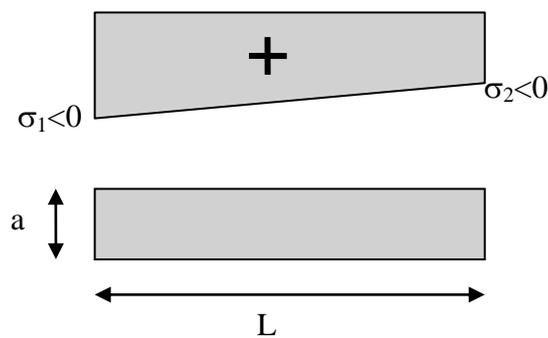


Figure IV.5 : schéma de contrainte

3^{ème} cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée..

\Rightarrow On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

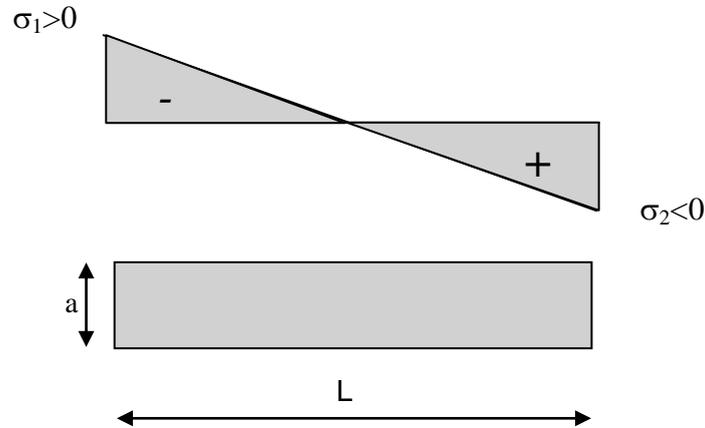


Figure IV.6 : schéma de contrainte

2) Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supporter les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2, page 59) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 4 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}} \Rightarrow T : \text{effort tranchant du au séisme.}$$

a : épaisseur du voile.

d : $0,9.h$ – (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $0,15\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b \leq 0,015.f_{c28} = 0,3 \text{ MPa}$
- $0,25\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b > 0,025.f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

- L'espacement : $S \leq (1,5a, 30\text{cm})$ d'après (R.P.A 99, article 7.7.4.3, page 64).
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3°)- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires au face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Exemple de calcul :

1-1.Voile plein Axe VG7 (45x45) : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques qui suivent :

$$A = 1,15 \text{ m}^2$$

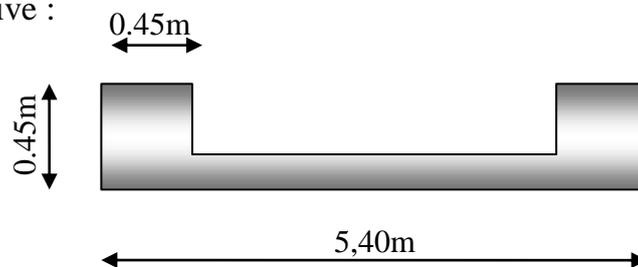
$$V_1 = V_2 = 2,70 \text{ m}^2$$

$$I = 3,46 \text{ m}^4$$

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 0,40 \text{ m}$$

$$a_{\text{voile}} = 0,18$$

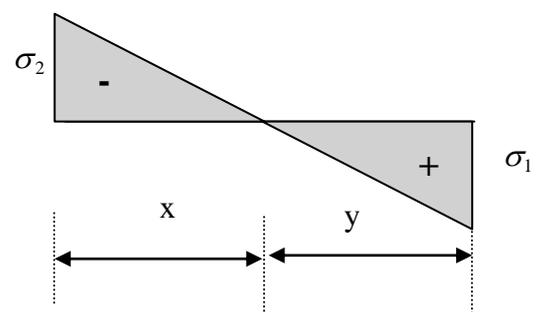


Les efforts sous la combinaison $0.8G \pm E$ sont donnés comme suit :

$$N = 2872,17 \text{ KN}$$

$$M = 8395,50 \text{ KN.m}$$

$$T = 1273,46 \text{ KN}$$



1-1-1.Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 9048,94 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = 9,04 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -4053,86 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = -4,05 \text{Mpa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction :

1-1-2.Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 4045,48 \text{KN}$$

$$M = 8379,59 \text{KN.m}$$

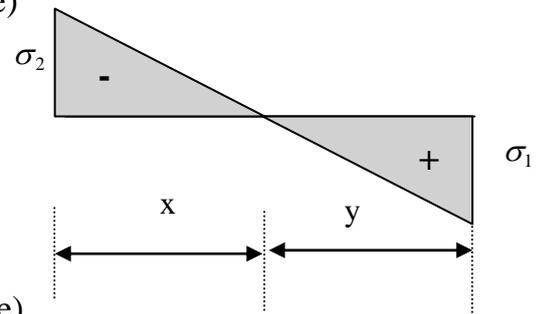
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 10056,79 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \sigma_1 = 10,05 \text{Mpa}$$

$$\sigma_1 = 10,05 \text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -3021,17 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = -3,02 \text{Mpa}$$

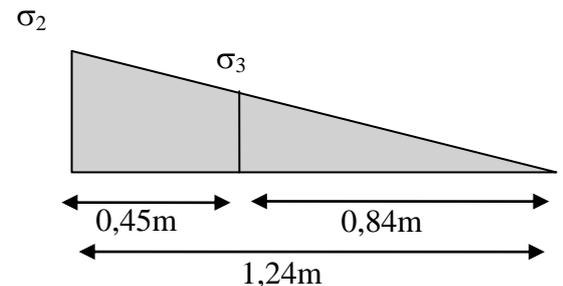
$$\sigma_2 = -3,02 \text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$



1-1-3.Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 1,24 \text{m}$$

$$Y = L - X = 4,16 \text{m}$$



x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

1-1-4. Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{0,75} = \frac{\sigma_3}{0,3} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 0,84}{1,24} = -2,04 \text{ MPa}$$

1-1-5. Détermination des armatures verticales :

Tronçon AB :

Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times b \times h}{2} = \left(\frac{4,05 + 2,04}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 487,2 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{487,2}{400} \times 10 = 12,18 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10}e\right)$

Tronçon BC :

La force résultante :

Partie Rectangulaire :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{2,04(1,24 - 0,40) \times 0,18}{2} = 154,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{154,22}{400} \times 10 = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 1273,46 \times 10}{400} \times \frac{1,24}{5,4} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 12,18 + 3,85 + 1,12 = 17,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% a l_{\text{tendu}} = 0,2 a x / 100 = \frac{0,2 \times 18 \times 124}{100} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 17,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$- A_{\text{poteau}} \Rightarrow (8T14) : A = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$- A_x = 2(3T12) = 6,78 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par R.P.A 99/V.2003 :

D'après R.P.A 99/V.2003 page 79 on a :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone nodale)

1-1-6. Vérification des armatures vis à vis du RPA99/V.2003:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,2 a x / 100 = 4,46 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer}}$$

1-1-7. Détermination des armatures horizontales :

D'après RPA 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 3,06 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1,4 \times 1273,14}{18 \times 306} \times 10 = 3,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\tau_b = 3,23 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h \geq 0,0025 x b x s = 0,0025 \times 18 \times 100 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend: 2 (4T10)/1ml = 6,28 cm²

Espacement :

$$S_h \leq \min(1,5a = 27\text{cm}; 30\text{cm}) = 27\text{cm} \quad \text{On prend : } S_h = 25\text{cm}$$

1-1-8.Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left(\frac{416 - 2 \times 124}{2} \right) \times 18 = 3,02\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_c = 2(6T10) = 9,42\text{cm}^2$$

L'espace :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a = 27\text{cm} \quad 30\text{cm}) = 27\text{cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25\text{cm}$$

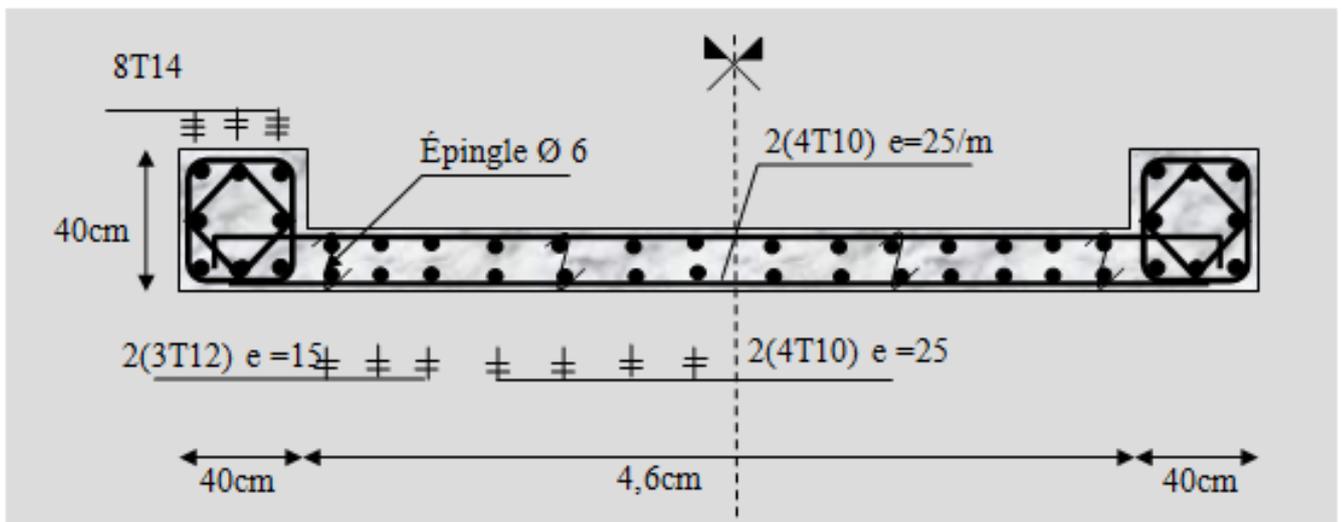


Figure VI.7 : ferrailage du voile

VII.1.Introduction

Les fondations mettent en contact le bâtiment avec le terrain d'assise et doivent reporter sur le bon sol les efforts transmis par la superstructure, les cases des semelles isolées et filantes ou le cas des radiers.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle de la bonne tenue de l'ensemble

VII.2.Etude du Voile Périphérique

Le voile périphérique est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

VII-2.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes (référence) :

- Epaisseur supérieure ou égale à 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On prend une épaisseur de 20cm (même épaisseur du voile de contreventement).

VII-2.1.1. Calcul de la section d'armature :

Verticales :

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 18 = 1,8 \text{ cm}^2$$

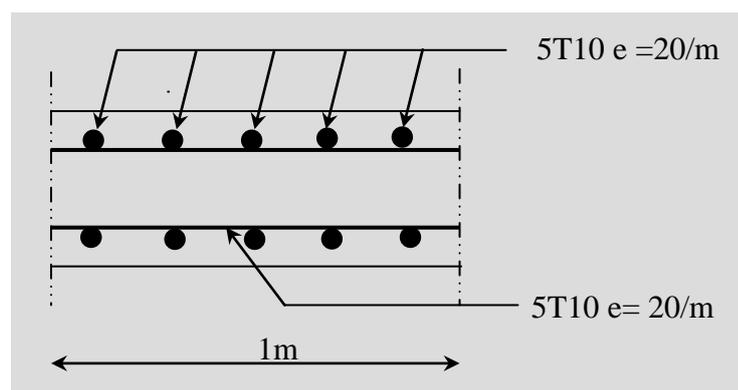
Soit $A_v = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_v = 20 \text{ cm}$

Horizontales :

$$A_h = 0,1\% \cdot b \cdot e = 1,8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :



VII.3. Etude des fondations

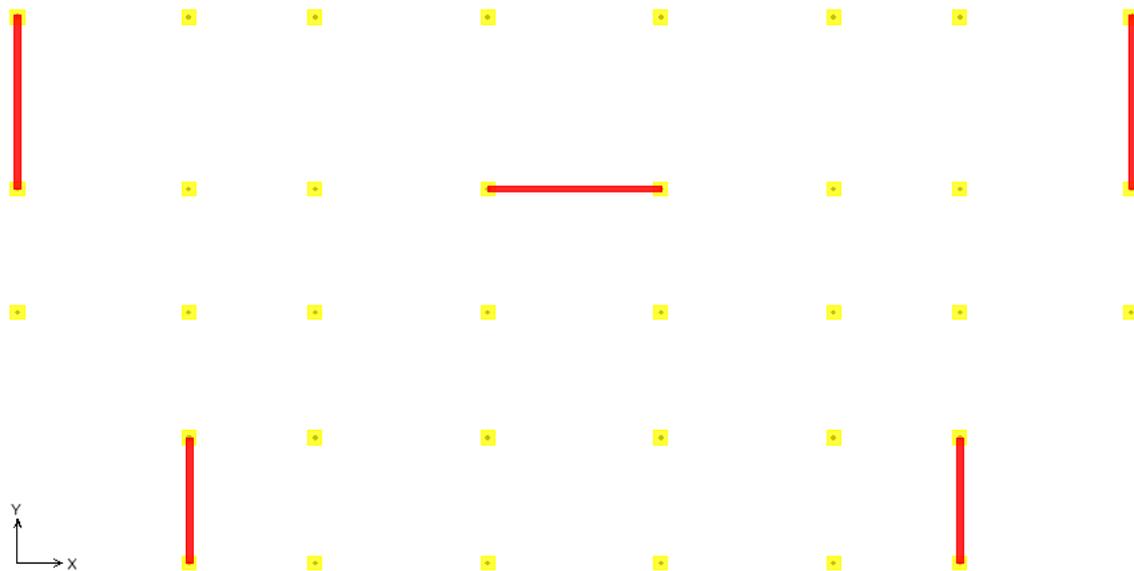


Figure VII.1. Schéma de fondation.

VII.3.1. Combinaisons des charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q + E \quad [\text{VII} - 1]$$

$$0,8G \pm E \quad [\text{VII} - 2]$$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar}$, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VII.3.2. Choix du type de fondations

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **2m** de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles (semelles isolées ; semelles filantes ; Radier général).

Pour choisir le type de fondation appropriée on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Combinaison	Efforts normales [kN]	Moments [kN.m]
0,8G ± E	1143,216	2223,385
G + Q + E	1009,764	2237,202

Tableau.VII.1. Efforts exercés à la base de la structure.

La surface totale nécessaire pour la semelle est

$$S_{\text{nécessaire}} = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1143,216}{150} = 7,62\text{m}^2$$

$S_{\text{base de la structure}} = 439,71\text{m}^2$; On voit bien que $S_{\text{nécessaire}} < S_{\text{base de la structure}}$

Donc le type de fondation semelle filante

VII.3.3.Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous deux voiles et plusieurs poteaux.

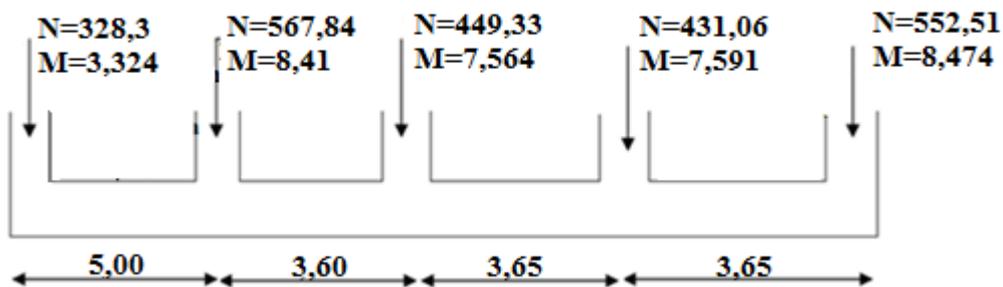


Figure VII.2. Chargement de la semelle filant a L' ELS.

VII.3.3.1.Pré-dimensionnement

$$\sum N_i = 2329,04\text{kN}$$

$$\sum M_i = 35,363\text{kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,02\text{m}$$

$$e_0 = 0,02\text{m} \leq \frac{L}{6} = 2,88\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{2329,04}{150 \times 17,30} \left(1 + \frac{3 \times 0,02}{17,30}\right) = 0,89\text{m}$$

On prend : $B = 1,5\text{m}$

$$h_{\min} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,25\text{m}$$

On prend $h_{\min} = 0,30\text{m}$

Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = L \cdot B \cdot H \cdot \gamma_{\text{BA}} = 17,30 \times 1,2 \times 2 \times 25 = 1038\text{kN}$$

Avec :

H : Profondeur des fouilles (H=2m).

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum F_i = \sum N_i + P_{\text{semelle}} = 3367,04\text{kN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

Tel que : $X_1 = D_1$; $X_2 = D_1 + l_1$; $X_3 = D_1 + l_1 + l_2$; $X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots + l_n + D_2$

D: Débord de semelle filante $D = D_1 = D_2 = 0,5\text{m}$

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = 8,76\text{m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 0,11\text{m}$$

Vérification de contrainte moyenne :

$$e_x = 0,11\text{m} \leq \frac{L}{6} = 2,88\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 116,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 107,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 136,595 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 136,595 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifié.

Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne).

$$\sum N_i = 1731,86 \text{ kN}$$

$$\sum M_i = 22,287 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 87,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 80,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 85,5 \text{ kN/m}^2 \leq 2\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 300 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

VII.3.3.2. Calcul du ferrailage

$$N_u = \sum N_i = 2329,04 \text{ kN}$$

$$M_u = \sum M_i = 35,363 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 136,595 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,3 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,27 \text{ m} ; b = 0,4 \text{ m} ; \sigma_b = 11,33 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment

$$Q_u = 1,35 \cdot \sigma_{u \text{ moy}} \cdot B = 1,35 \times 136,595 \times 1,2 = 221,28 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2}{2} = 39,83 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39,83 \times 10^6}{11,33 \times 400 \times 270^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,935$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39,83 \times 10^6}{348 \times 0,935 \times 270} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 4,45 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 6\text{T}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 120\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

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

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures de répartition (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

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

Armatures transversales

$$\tau = 0,274 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

VII.3.3.3. Dimensionnement des poutres de libage

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{5}{9} \leq h \leq \frac{5}{6} \rightarrow 0,55\text{m} \leq h \leq 0,83\text{m}$$

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} h = 65\text{cm} \\ d = 58,5\text{cm} \\ b = 40\text{cm} \end{cases}$$

VII.3.3.3.1. Ferrailage de poutre libage

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par des logiciels (ETABS).

Résultats obtenues :

$$M_{u \text{ appuis}} = 265,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 375,87 \text{ kN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 484,59 \text{ kN}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 65 \text{ cm} ; d = 58,5 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$M_{u \text{ travée}} = 375,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{375,87 \times 10^6}{11,33 \times 400 \times 585^2} = 0,242$$

$$\mu = 0,242 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,858$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{375,87 \times 10^6}{348 \times 0,858 \times 585} = 21,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 4\text{T16} + 8\text{T16renf} = 24,12 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$M_{u \text{ appuis}} = 265,32 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{265,32 \times 10^6}{11,33 \times 400 \times 585^2} = 0,171$$

$$\mu = 0,171 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,905$$

$$A_{st} = \frac{M_u \text{ appuis}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{265,32 \times 10^6}{348 \times 0,905 \times 585} = 14,40 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 4\text{T16Fil} + 4\text{T16Chapeau} = 16,08 \text{ cm}^2$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{d \times b} = \frac{484,59 \times 10^3}{585 \times 400} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(16,25 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}) = 16,25 \text{ cm}$$

VII.3.3.4. Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U $N_u = 2517,67 \text{ kN}$

h : Épaisseur totale du nervure

Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,65) \times 2 = 4,2 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,2 \times 0,65 \times 20000}{1,5} = 2548 \text{ kN}$$

$$N_u = 2517,67 \text{ kN} \leq \bar{N}_u = 2548 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Vérification pour les voiles :

$$N_u = 928,60\text{kN} ; e = 0,18\text{m} ; b = 3,25\text{m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,18 + 3,25 + 2 \times 0,65) \times 2 = 9,46\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 9,46 \times 0,65 \times 20000}{1,5} = 5739,07\text{kN}$$

$$N_u = 928,60\text{kN} \leq \bar{N}_u = 5739,07\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.3.5. Récapitulatif des différentes semelles filantes

Semelle	L [m]	R [kN]	X [m]	e _x [m]	B [m]	h _{semelle} [m]	σ _{moy} kN/m ²	σ _{moy} ≤ σ _{sol}
SF1	8,5	1749,50	3,9	0,14	1	0,4	140,87	C V
SF2	17,3	4662,08	8,76	0,11	1,2	0,4	136,565	C V
SF3	17,3	3932,25	8,56	0,4	1,2	0,4	136,565	C V
SF4	17,3	5089,02	8,75	0,59	1,2	1,2	136,565	C V
SF5	9,3	3643,69	3,61	0,28	1,3	0,35	130,02	C V

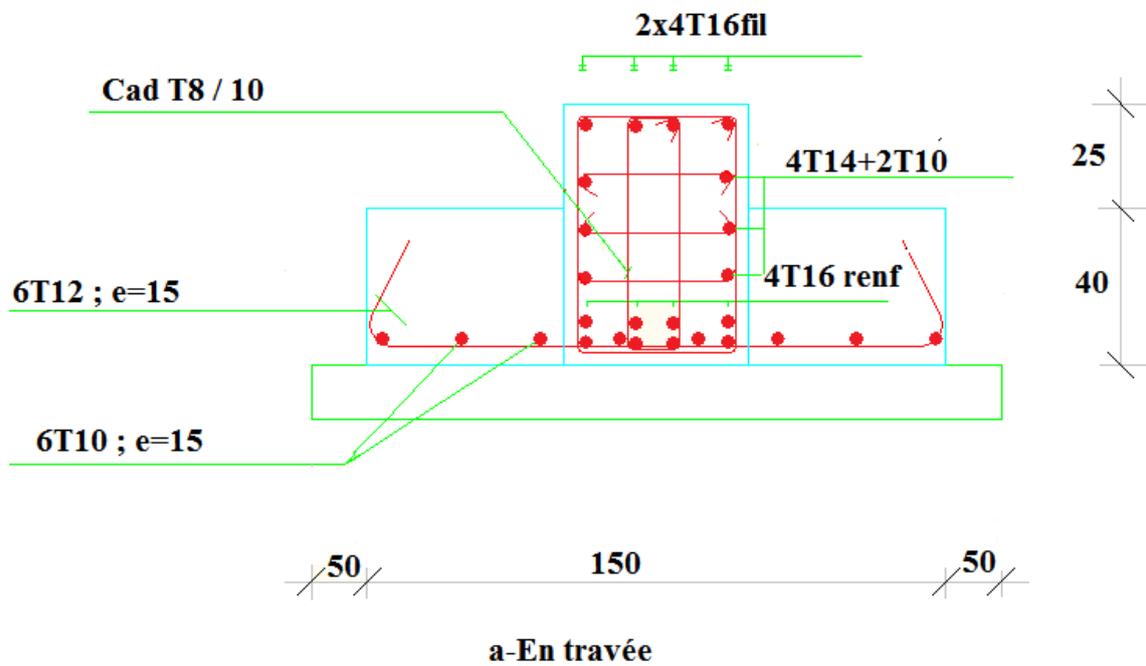
Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filantes.

Semelle	h _{libage} [m]	b _{libage} [m]	M _u [kN.m]		A _{calculée} cm ²		V _{u max} [kN]	A _{choisi} cm ²		Ferrailage	
			M _{appuis}	M _{travée}	A _{appuis}	A _{travée}		appuis	travée e	appuis	travée
SF1	0,65	0,4	256,5	262,11	10,51	11,45	317,73	12,06	12,06	4T16Fil+ 2T16Cha	4T16F il+2T1 6 renf
SF2	0,65	0,4	220,71	446,92	14,05	20,51	628,36	16,08	24,12	2x4T16 Fil	2x4T1 6 Fil+4T 16renf

SF3	0,65	0,4	242,16	339,74	10,49	15,10	518,37	12,06	16,08	4T16Fil+ 2T16Cha	2x4 T16 Fil
SF4	0,65	0,4	327,31	459,54	14,50	21,16	674,52	16,08	24,12	2x4T16	2x4 T16 Fil+4T 16renf
SF5	0,8	0,4	266,94	373,77	23,34	25,58	418,46	24,12	27,2	2x4T16 Fil+ 4T16Cha	2x4 T16 Fil+ (4T16 + 2T14) renf

Tableau.VII.3. Le ferrailage des différentes semelles filantes.

VII.3.3.6.Schéma de ferrailage



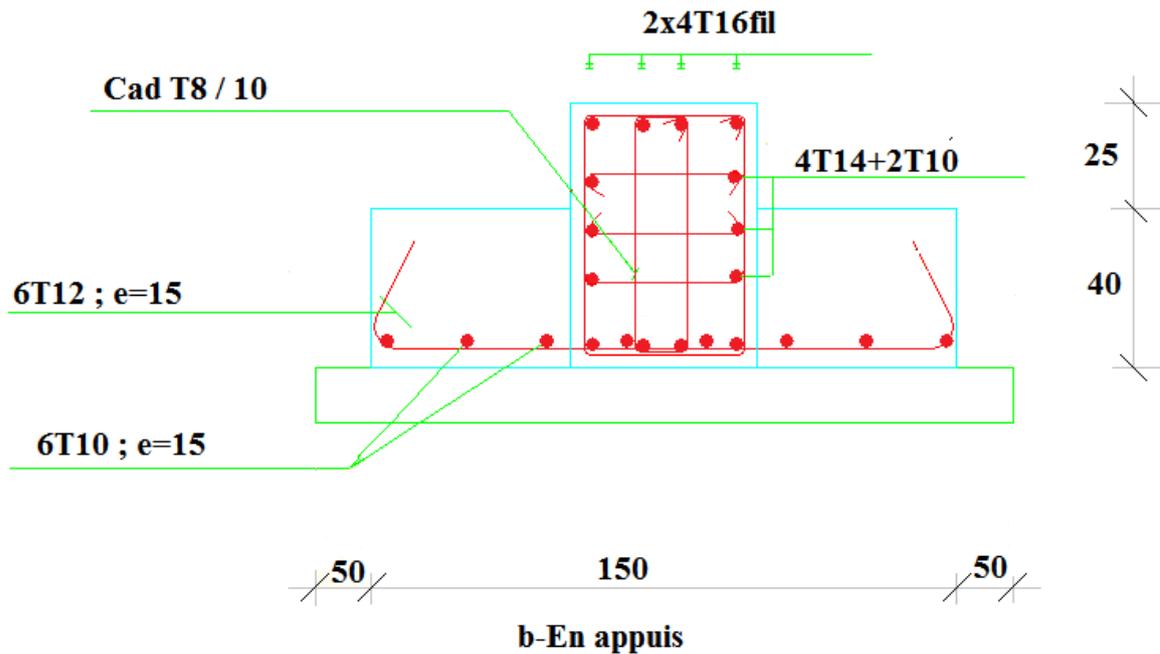


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante.

VII.3.4.Étude des longrines

VII.3.4.1.Introduction

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon RPA99 /V. 2003 (Art 10.1.1 page93) :

$$N = 4573,42\text{kN} ; \alpha = 15$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{4573,42}{15} = 304,89\text{kN} \geq 20\text{kN}$$

Avec :

N: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [zone II ; S2].

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site **S2** : $(25 \times 30)\text{cm}^2$

On va prend : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

VII.3.4.2. Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{304,89 \times 10}{348} = 8,76 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6T12** de section **6,79 cm²**

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq b \cdot h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 300 \times 1,8}{400} = 393 \text{ mm}^2 = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,79 \text{ cm}^2 > 4,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

VII.3.4.3. Calcul du ferrailage transversal

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\emptyset_6 = 1,13 \text{ cm}^2$:

Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_1; 20 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,2; 20 \text{ cm})$$

On prend : **S_t = 15 cm**

VII.3.4.4. Schéma de ferrailage

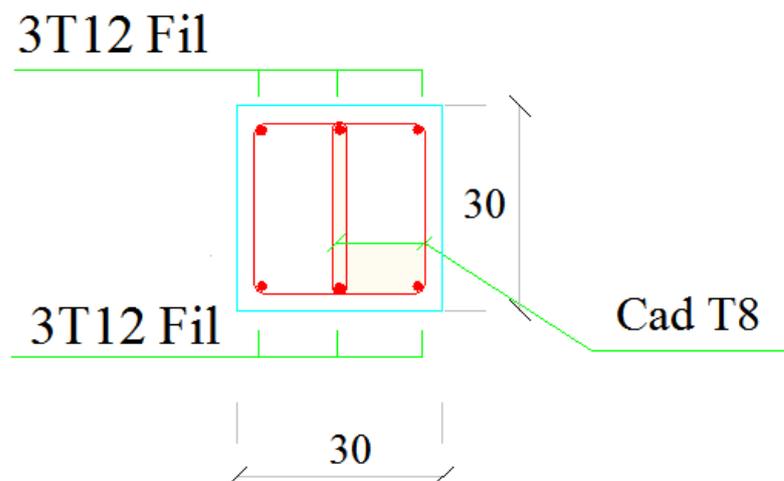


Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.

Bibliographie :

- Cours de béton armé B.A.E.L 91

Jean-Pierre Mougin.

- Cours de béton armé B.A.E.L 83

Pierre Charon.

- R.P.A 99 modifié 2003.

DTR BC 2 48

- Pratique du B.A.E.L 91

Jean perchat-Jean Roux.

- Calcule des ouvrages en béton armé

Belajougi.

- Calcul des ouvrages en béton armé

M^r.BELAZOUGUI (2^{ème} Édition) .

- Charges permanentes et charges d'exploitation

D.T.R B.C 22.

- Logiciel ETABS 9.7.4

- Consultation des thèses.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Liste des tableaux

Chapitre II : Charge et surcharge

Tableau II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse	12
Tableau II.2. Charge permanente due aux planchers étage courant	13
Tableau II.3. Charge permanente due à la double cloison	13
Tableau II.4. Charge d'exploitation	14

Chapitre III : Pré dimensionnement

Tableau III.1. Dégression des charges d'exploitations	18
---	----

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau. IV.1. Evaluation des charges permanentes de balcon	30
Tableau. IV.2. Evaluation des charges permanentes de garde-corps	31
Tableau. IV.3. Evaluation des charges permanentes de la paillasse	37
Tableau. IV.4. Evaluation des charges permanentes de palier	38
Tableau. IV.5. Evaluation des charges permanentes de la paillasse	48
Tableau. IV.6. Evaluation des charges permanentes de palier	49
Tableau. IV.7. Les efforts dans la poutrelle	59
Tableau. IV.8. Tableau récapitulatif des sollicitations ELU poutrelles (étage)	65
Tableau IV.11. Tableau récapitulatif des sollicitations ELS poutrelles (étage)	65
Tableau IV.12. Vérification des contraintes	69
Tableau IV.13. Rapport entre les travées successives	70
Tableau. IV.14. résultats des moments et effort tranchants à ELU	70
Tableau. IV.15. résultats des moments et effort tranchants à ELS	71
Tableau IV.16. Sollicitation de calcul des poutrelles de plancher terrasse	71
Tableau IV.17. Vérification des contraintes	76

Chapitre V: Etude dynamique

Tableau V.1. Valeurs du spectre de réponse	83
Tableau V.2. Centre de rigidité et centre de masse de la structure	86
Tableau V.3. Participation des masses cumulées	86
Tableau V.4. Déplacements relatifs inter étages	91
Tableau V.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	91

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1. Ferrailage des poutres principales de rive	98
Tableau VI.2. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire	98
Tableau VI.3. Ferrailage des poutres secondaires de rive	98
Tableau VI.4. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaires	98

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau.VII.1. Efforts exercés à la base de la structure	115
Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filante	121
Tableau.VII.3. Le ferrailage des différentes semelles filantes	122

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1. Plan de situation	2
Figure I.2. Plan de masse	3
Figure I.3. Vue en plan	3
Figure I.4. Vue en élévation	4

Chapitre III : Pré dimensionnement

Figure III.1. Le poteau plus sollicité	20
Figure III.2. Coupe de voile en élévation	23

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Figure IV.1. Schéma de l'acrotère	25
Figure IV.2. Dimensions de la section dangereuse	36
Figure IV.3. Ferrailage de l'acrotère	29
Figure IV.4. Schéma de balcon	29
Figure IV.5. Ferrailage de balcon	34
Figure IV.6. Escalier à 3 volées	35
Figure IV.7. Schéma statique d'escalier	36
Figure IV.8. Schéma statique d'escalier	39
Figure IV.9. Schéma statique d'escalier	44
Figure IV.10. Ferrailage d'escalier 1 ^{er} type	47
Figure IV.11. Schéma statique d'escalier	50
Figure IV.12. Schéma statique d'escalier	53
Figure IV.13. Ferrailage d'escalier 2 ^{eme} type	56
Figure IV.14. Schéma statique de plancher	57
Figure IV.15. Schéma d'une poutre continue	60
Figure IV.16. Moment d'une poutre à plus de 2 travées	61
Figure IV.17. Moment d'une poutre à 2 travées	61
Figure IV.18. Schéma d'une poutre	62
Figure IV.19. Schéma ferrailage des poutrelles plancher étage courant	69
Figure IV.20. Schéma ferrailage des poutrelles plancher étage terrasse	76

Chapitre V: Etude dynamique

Figure V.1. Modèle 3D de la structure	79
Figure V.2. Disposition des voiles dans la structure	80
Figure V.3. Spectre de réponse de calcul.....	82
Figure V.4. Contreventement de la structure	87
Figure V.5. Première mode (T=0,4842sec) principal de vibration suivant Y.....	87
Figure V.6. Deuxième mode (T=0,4206sec) principal de vibration suivant X.....	88
Figure V.7. Troisième mode (T=0,2956 sec) principal de vibration en torsion.....	88

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1. Ferrailage des poutres principales	97
Figure VI.2. Schéma de sollicitation	99
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du poteau	104
Figure VI.4. Schéma de contrainte 1 ^{er} cas	106
Figure VI.5. Schéma de contrainte 2 ^{eme} cas	106
Figure VI.6. Schéma de contrainte 3 ^{eme} cas	107
Figure VI.7. Ferrailage du voile	112

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1. Schéma de fondation	114
Figure VII.2. Chargement de la semelle filant a L' ELS	115
Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante	123
Figure VII.4. Ferrailage de la longrine	124

Introduction

Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Charges et surcharges

Prédimensionnement des éléments structuraux

Etude des éléments non structuraux

Etude dynamique

Ferraillage des éléments résistants

Etude de l'infrastructure

Conclusion

Bibliographie

Liste des symboles

γ_{BA} :	Poids volumique.
f_{c28} :	Résistance à la compression.
f_{t28} :	Résistance à la traction.
E_{ij} :	Module de déformation instantanée.
E_{vj} :	Module de déformation différée.
ν :	Coefficient de poisson.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
η :	Coefficient de fissuration.
E_s :	Module d'élasticité.
γ_s :	Coefficient de sécurité de l'acier.
Br :	La section réduite d'un poteau.
α :	Coefficient de réduction.
λ :	L'élanement du poteau considéré.
L_f :	Longueur de flambement.
I :	Moment d'inertie.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
C_p :	Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
W_p :	Poids de l'élément considéré.
N_u :	Effort normal.
V_u :	Effort tranchant.
M_u :	Moment fléchissant.

e :	Epaisseur.
$\overline{\sigma}_b$:	Contraintes admissibles.
β :	Coefficient de pondération.
\emptyset :	Diamètre des armatures.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
T_K :	La période du mode K.
W_{Gi} :	Poids due aux charges permanentes.
W_{Qi} :	Charges d'exploitation.
V :	La force sismique totale.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
R :	Coefficient de comportement de la structure.
$\xi(\%)$:	Pourcentage d'amortissement critique.
Δ_k :	Déplacement relatif du niveau k par rapport à niveau k-1 .
δ_k :	Déplacement horizontal de l'étage k .
S_t :	Espacement.
P_{semelle} :	Poids propre de la semelle.
H :	Profondeur des fouilles.
D :	Débord de semelle filante.
σ_{moy} :	Contrainte moyenne.
Y :	Position de l'axe neutre.
E :	Action accidentelle.

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la commune de Mascara dans la wilaya Mascara Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, et balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) sera calculé dans la dernière partie.

Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.