

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER PROFESSIONNEL
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.

Thème

Etude d'une bibliothèque (Sous-sol+RDC+6 étages)
à contreventement mixte



Etudié par :

M ^{lle} Kerrad	Samira
M ^{lle} Taleb	Ghania
M ^{lle} Hammi	Ghalia

Dirigé par:

M^{me} Haddad-Malek O.

Promotion 2012-2013

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....10

Chapitre III : Calcul des éléments.....25

- III-1- Acrotère
- III-2- Plancher
- III-3- Escaliers
- III-4- poutre palière
- III-5- Cage d'ascenseur
- III-6- Porte à faux

Chapitre IV : Etude de contreventement93

Chapitre V : Modélisation de la structure.....104

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....133

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....164

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....184

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....225

Conclusion générale.

Bibliographie

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre IV

Etude de contreventement

Chapitre V

Modélisation de la structure

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Chapitre VIII

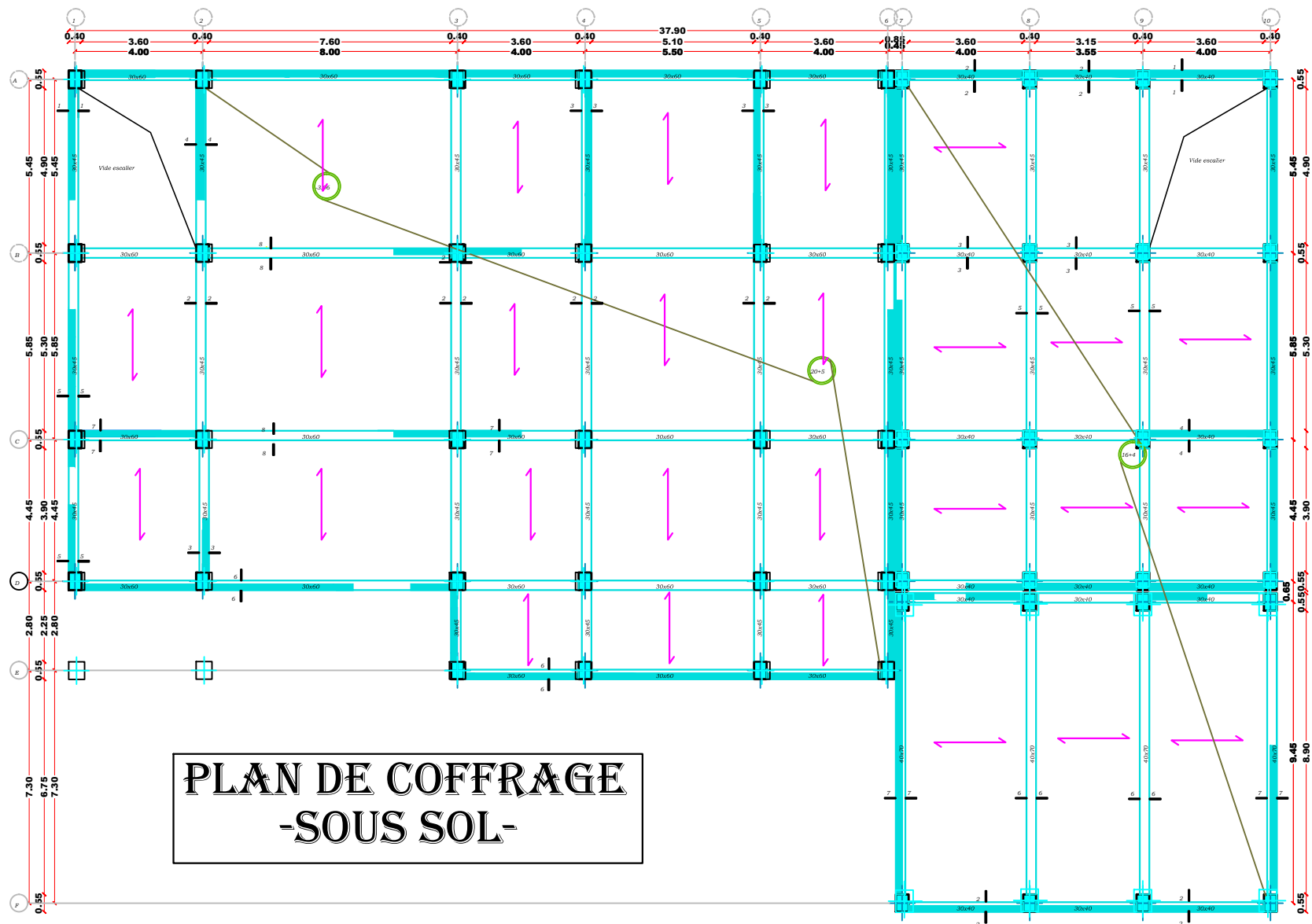
Ferraillage des voiles

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

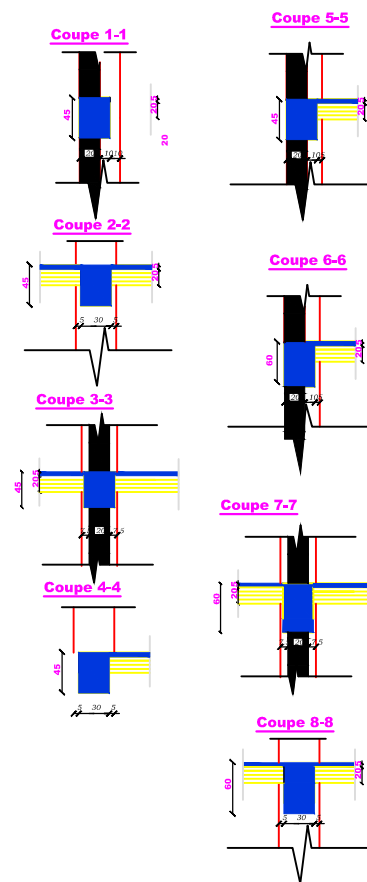
BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismique algériennes RPA99 (version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé suivant la méthode des états limites CBA 93.
- Document Technique réglementaire (D.T.R B.C.2.2) charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement).
- Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiés 99.Edition Eyrolles 2004.
- Formulaire de béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).

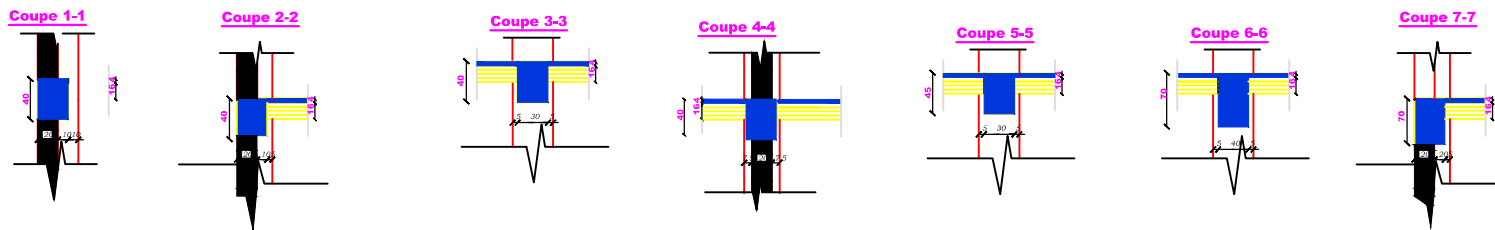


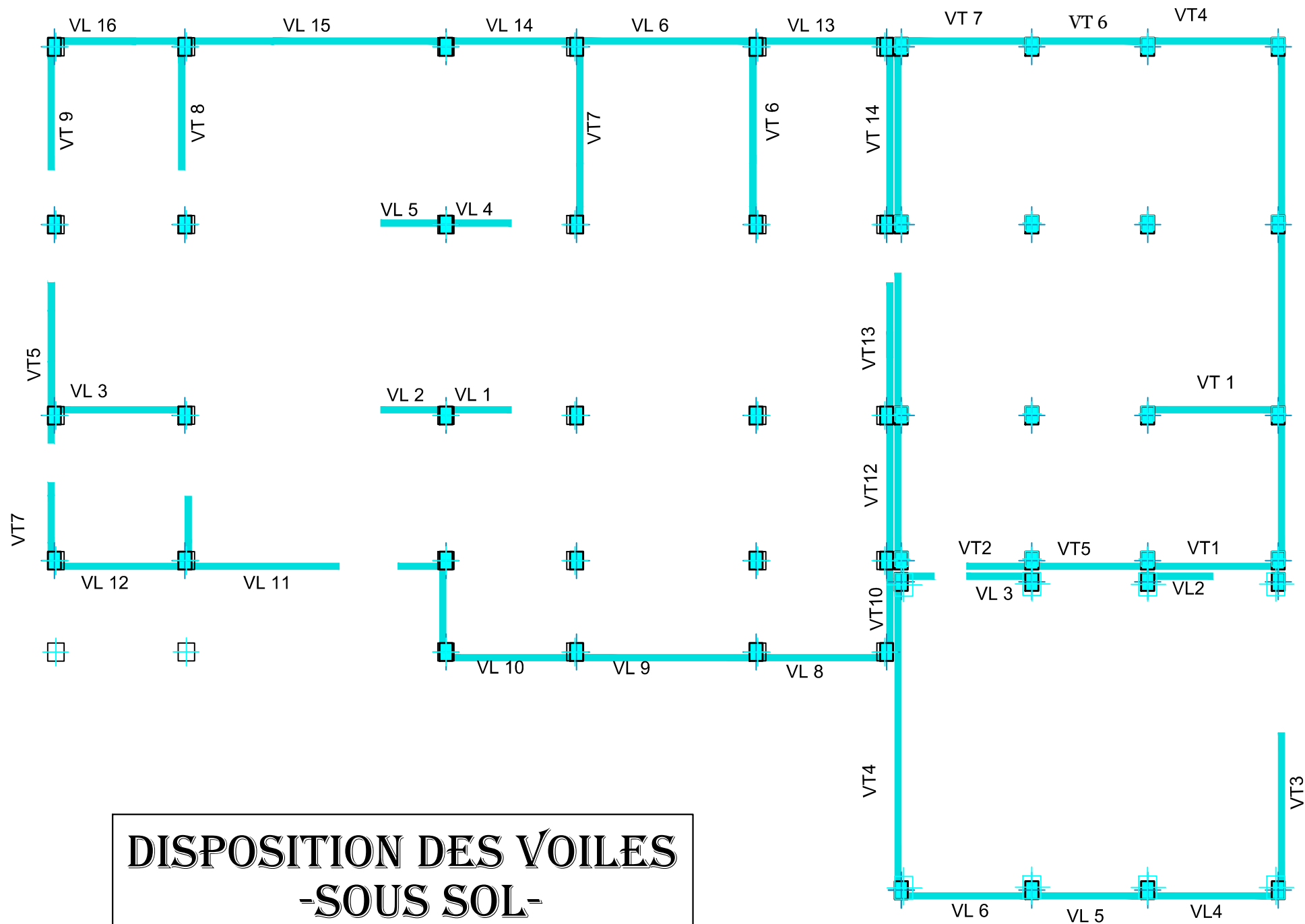
PLAN DE COFFRAGE -SOUS SOL-

coupe de BLOC I

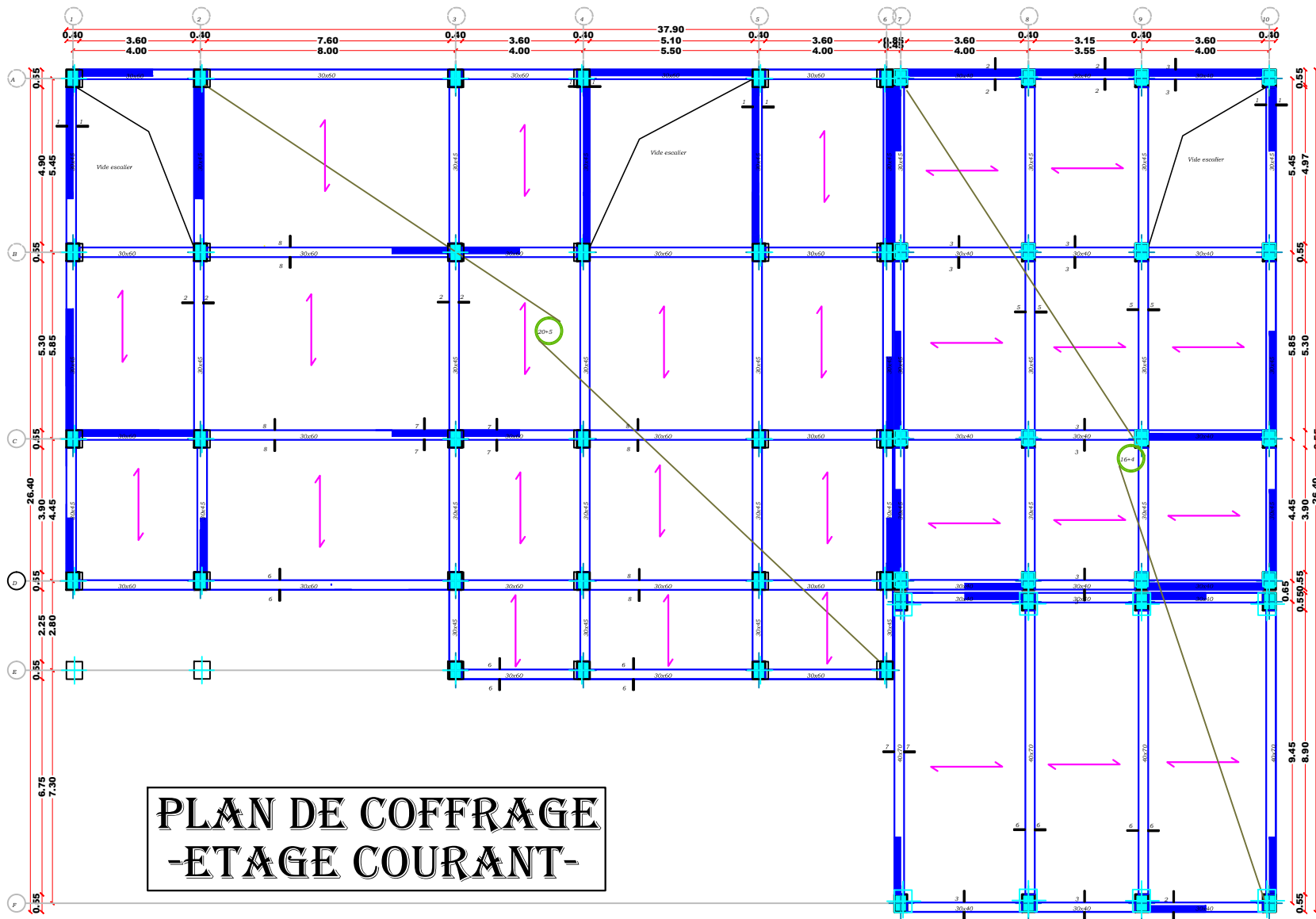


coupe de BLOC II et BLOC III



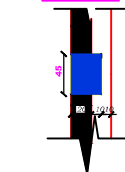


DISPOSITION DES VOILES
-SOUS SOL-

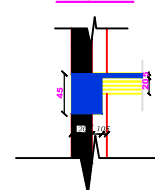


coupe de BLOC I

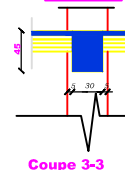
Coupe 1-1



Coupe 5-5

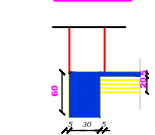


Coupe 2-2

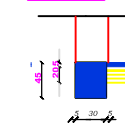


Coupe

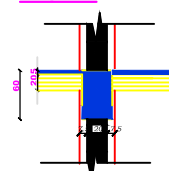
Coupe 6-6



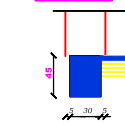
Coupe 3-3



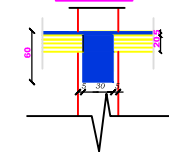
Coupe 7-7



Coupe 4-4

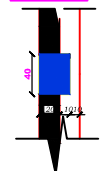


Coupe 8-8

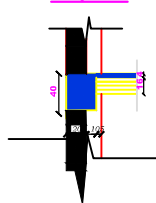


coupe de BLOC II et BLOC III

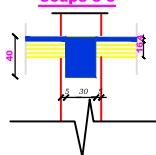
Coupe 1-1



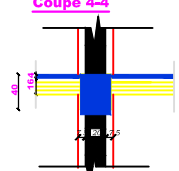
Coupe 2-2



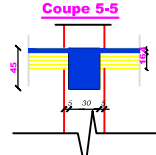
Coupe 3-3



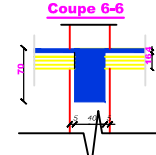
Coupe 4-4



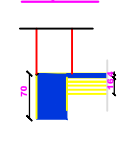
Coupe 5-5



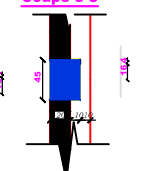
Coupe 6-6

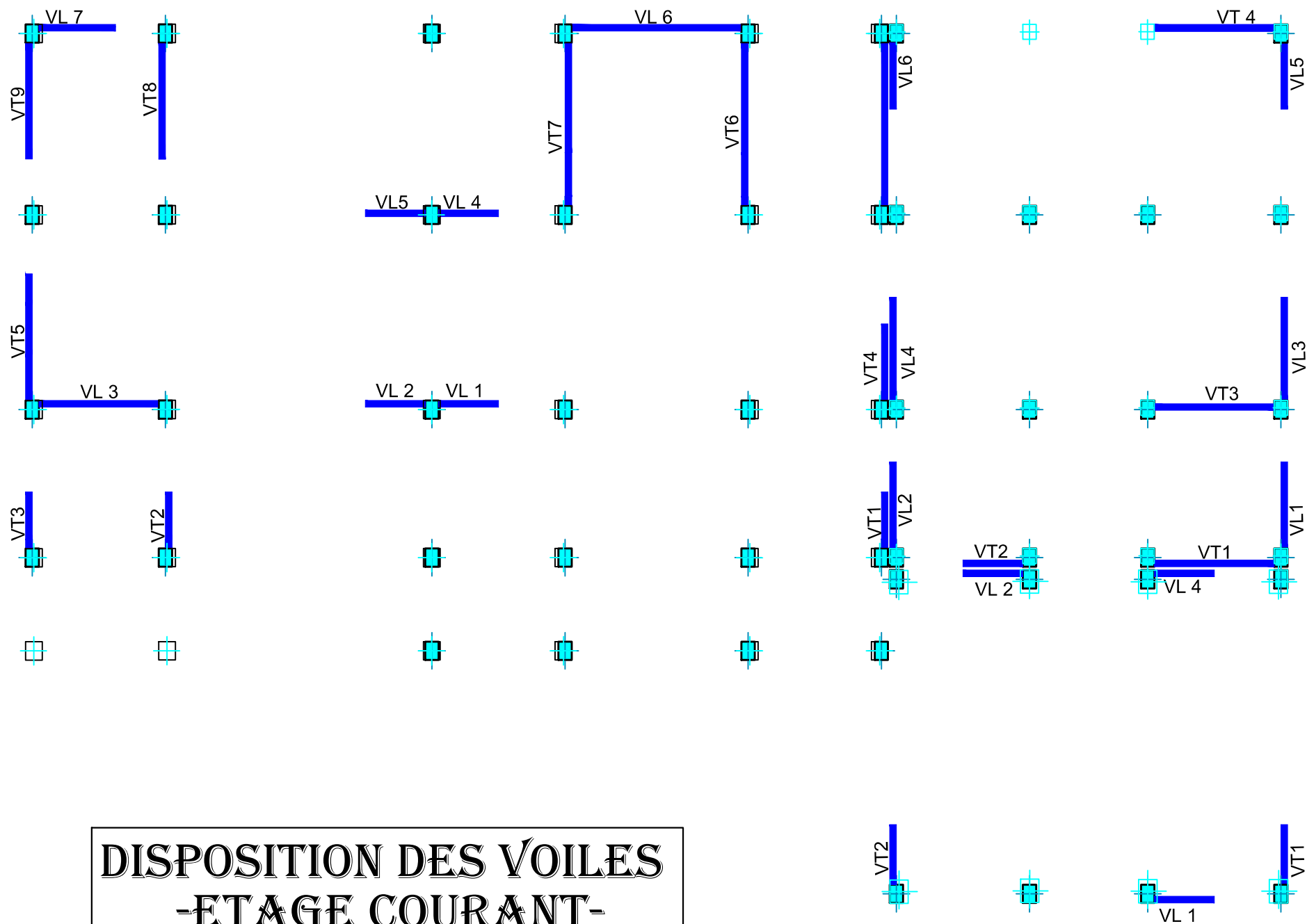


Coupe 7-7



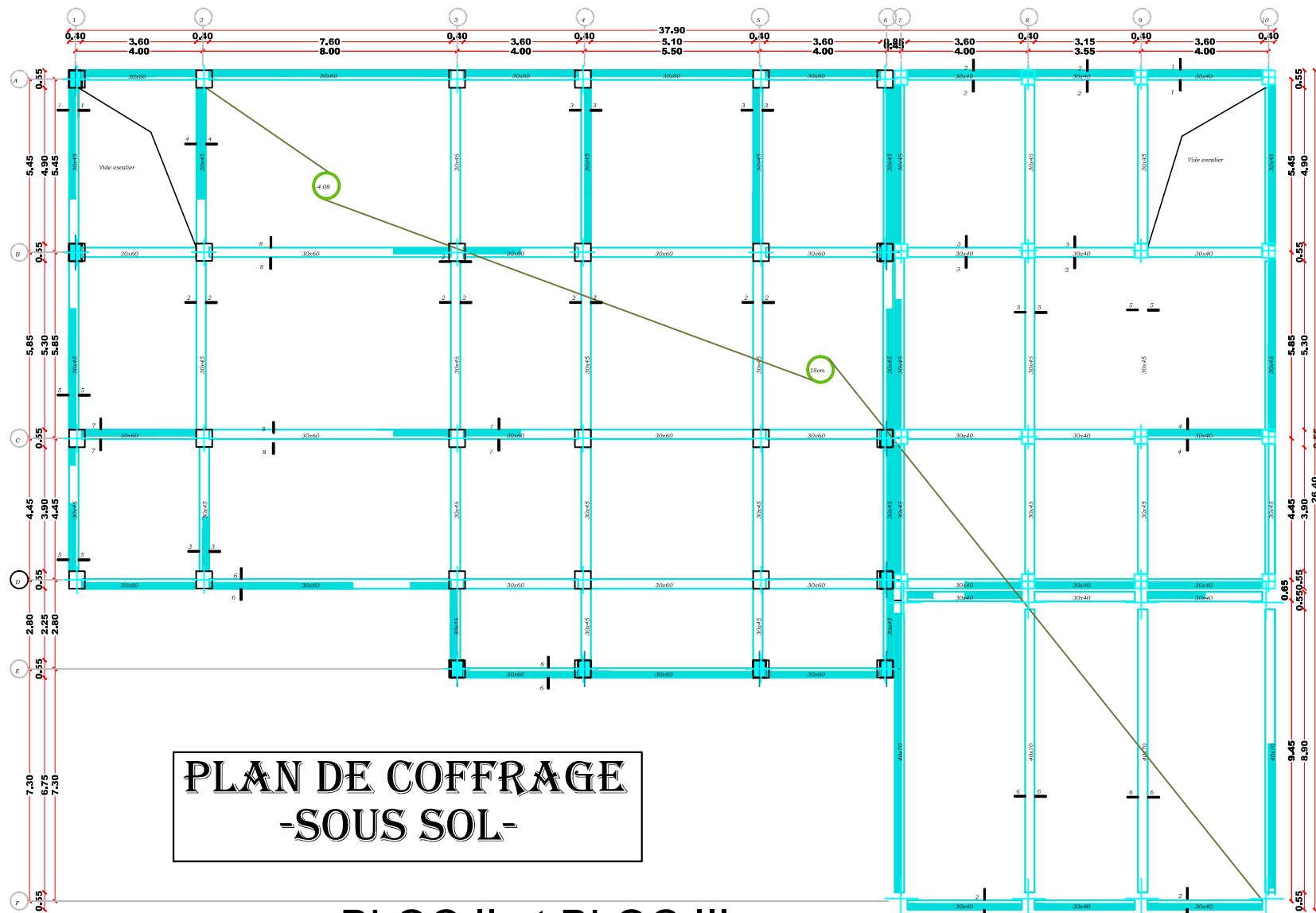
Coupe 8-8





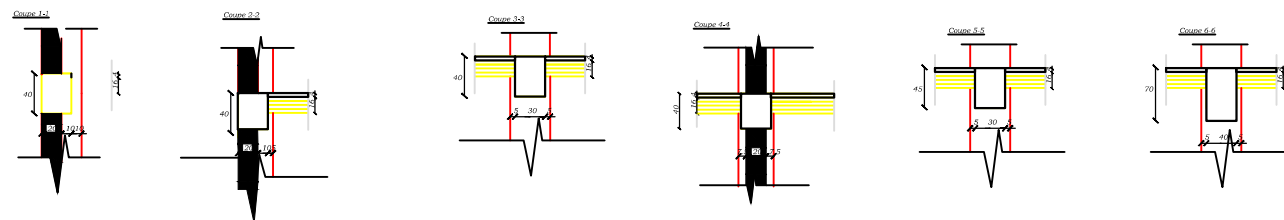
DISPOSITION DES VOILES
-ETAGE COURANT-

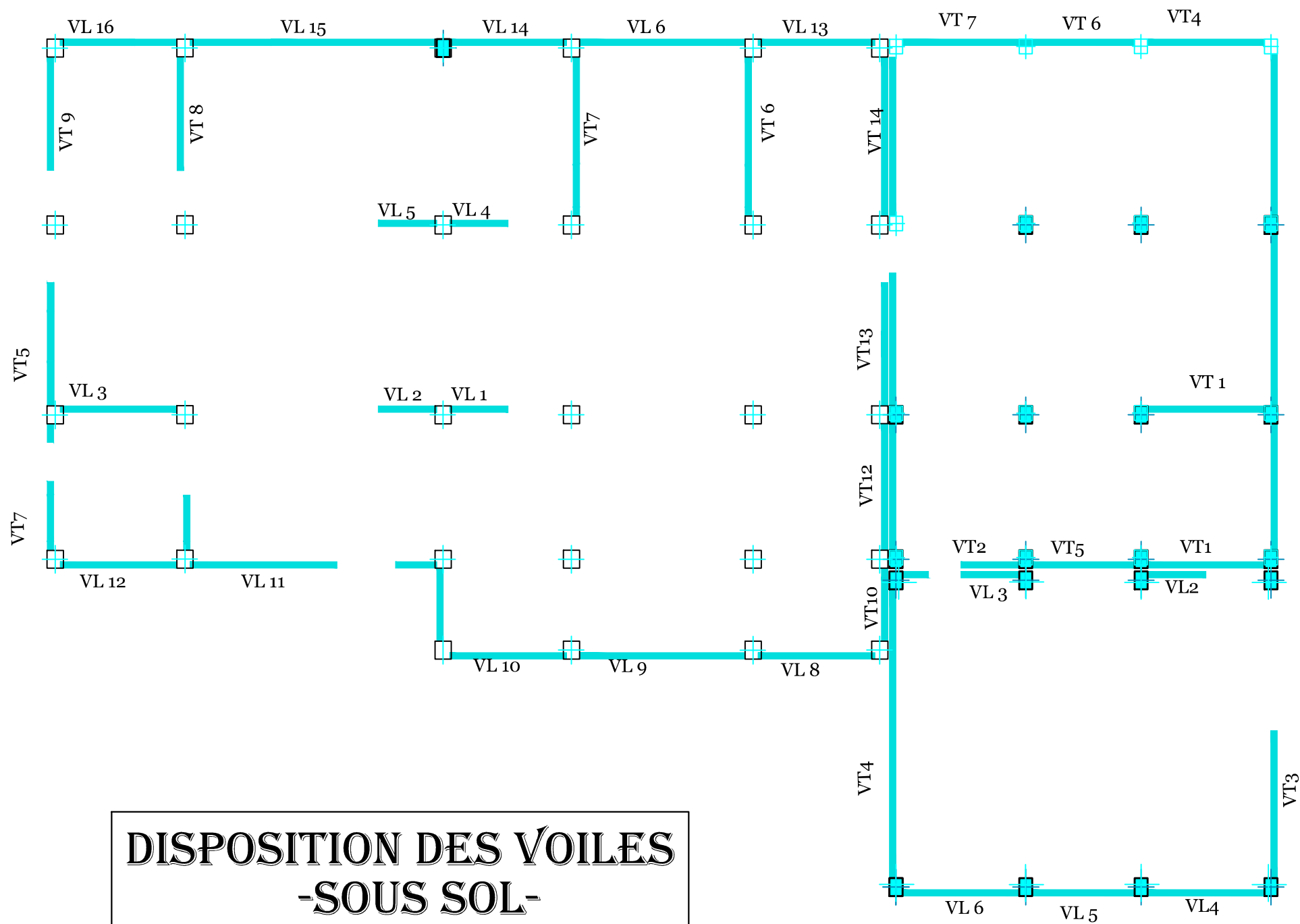
BLOC I



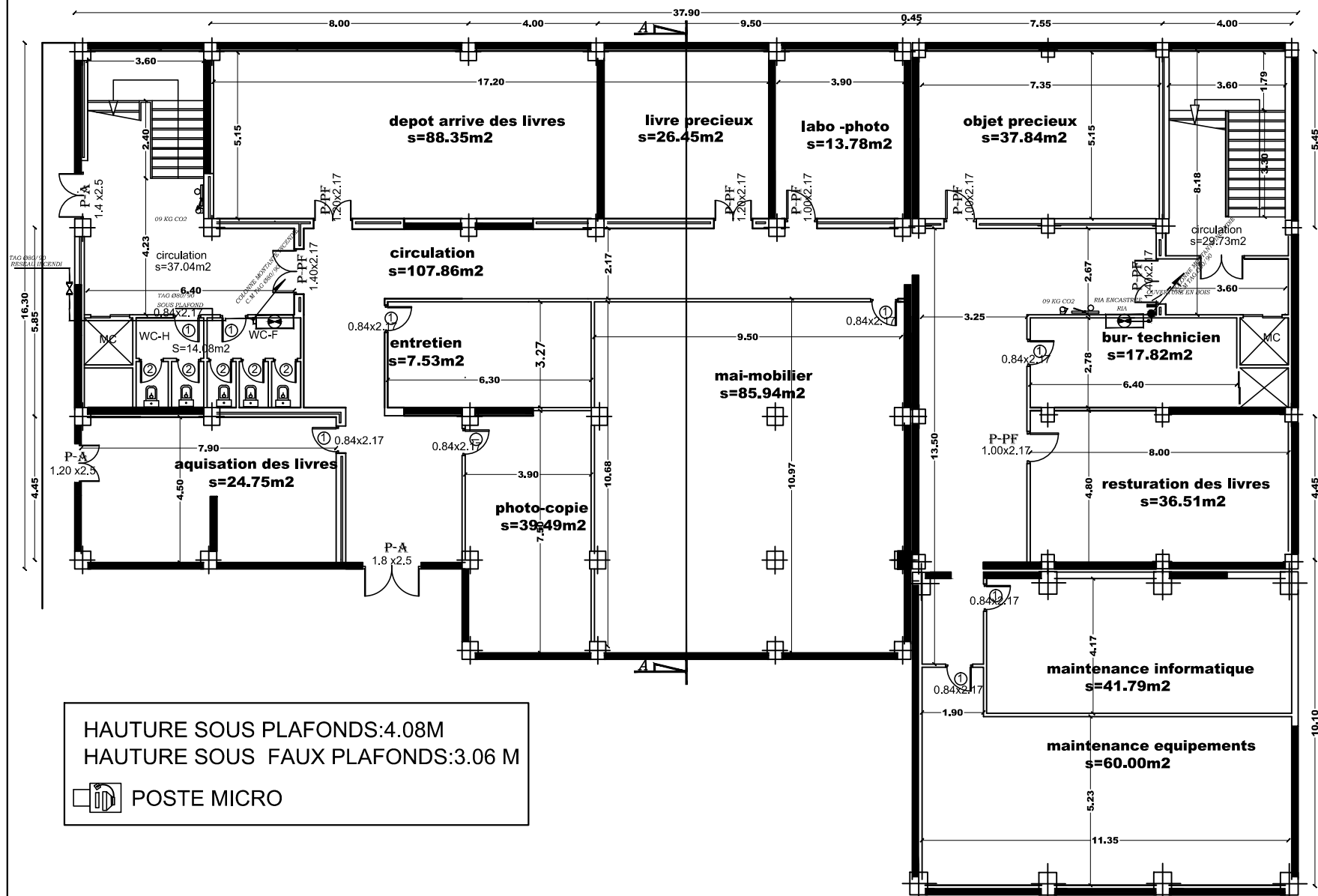
PLAN DE COFFRAGE
-SOUS SOL-

BLOC II et BLOC III



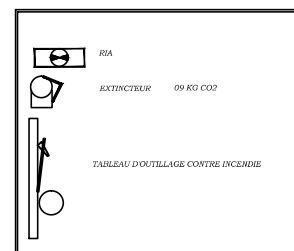


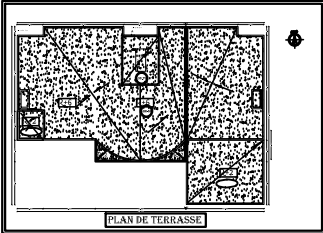
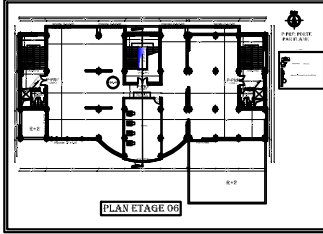
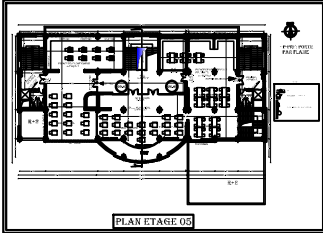
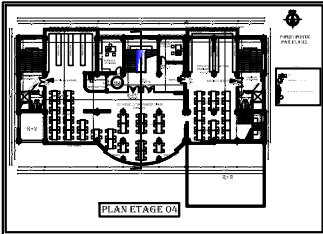
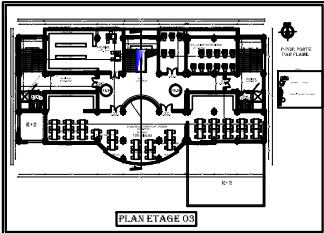
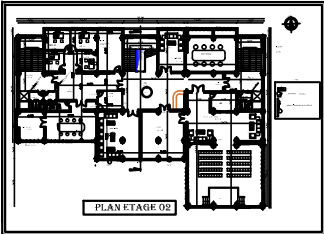
DISPOSITION DES VOILES
-SOUS SOL-



**P-PF: PORTE
PAR FLAME**

LEGENDE








Introduction:

L'étude des ouvrages de génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règlement Parasismique Algérien RPA 93 version 2003 et les règlements du béton aux états limites CBA 93 .Ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis à vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le but de concrétiser les connaissances acquises au cours de notre formation et d'approfondir d'avantage nos connaissances de génie civil, nous avons choisi l'étude la bibliothèque nationale sise à Tizi Ouzou.Elle est prévue en S-Sol+RDC+6 étages à contreventement mixte. La structure finale est subdivisée en trois blocs pour des raisons de conformité aux règlements déjà cités. Pour le calcul nous avons utilisé un logiciel de calcul (ETABS 9.6.0) adopté essentiellement aux calculs des ossatures.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

-  La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
-  La seconde s'est basée sur le calcul des éléments.
-  la troisième s'est basée essentiellement sur la modélisation numérique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I1.Présentation de l'ouvrage

Ce projet nous a été proposé pour étude par le CTC centre. Le projet consiste à calculer les éléments résistants d'une bibliothèque en sous-sol plus un rez de chaussée plus six étages implanté à Tizi-Ouzou.

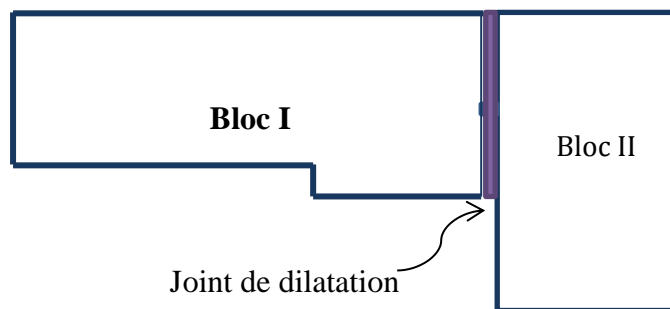
Selon le Règlement Parasismique Algérien(RPA99modifié2003), cet ouvrage est classé selon sa destination dans la catégorie d'ouvrage de grande importance (**groupe 1B**) et situé en zone de moyenne sismicité (**IIa**).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

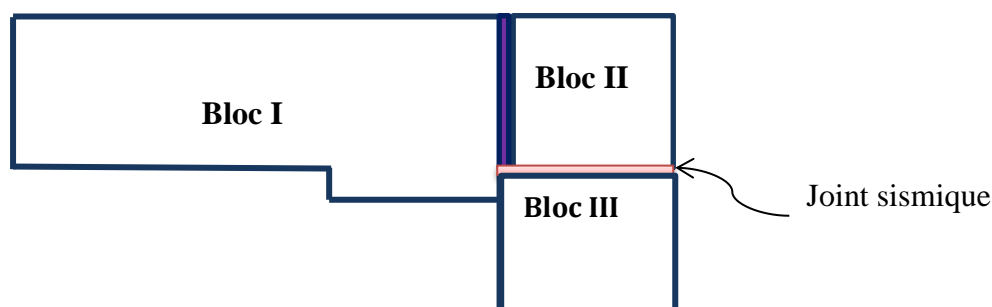
- Longueur totale37.90 m
- Largeur totale.....26.40 m
- Hauteur de sous-sol.....3.06 m
- Hauteur de RDC.....4.08 m
- Hauteur d'étage.....4.08 m

I.2.1.Discrétisation de l'ouvrage

Selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 (article B.5.1) et vue la longueur importante du bâtiment nous avons décidé de créer un joint de dilatation séparant notre structure en deux blocs.



D'après le RPA 99 version 2003 (article 2.5.2) et vue la différence importante de hauteur dans le bâtiment nous avons décidé de rediviser le deuxième bloc en deux autres, soit au total trois blocs.



Bloc I (RDC+6+sous-sol)

- Hauteur totale28.56 m
- Longueur totale.....25.90 m
- Largeur totale.....19.10 m
- Hauteur du sous-sol.....3.06 m
- Hauteur du RDC.....4.08 m
- Hauteur d'étage.....4.08 m

Bloc II (RDC+6+sous-sol)

- Hauteur totale.....28.56 m
- Longueur totale.....11.95 m
- Largeur totale.....16.30 m
- Hauteur de sous-sol.....3.06 m
- Hauteur de RDC.....4.08 m
- Hauteur d'étage.....4.08 m

Bloc III (RDC+2+sous-sol)

- Hauteur totale.....13.75 m
- Longueur totale.....11.95 m
- Largeur totale.....10.00 m
- Hauteur de sous-sol.....3.06 m
- Hauteur de RDC.....4.08 m
- Hauteur d'étage.....4.08 m

I.3. Eléments composants la superstructure

I.3.1. Ossature

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques et des voiles, les portiques composés de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant une bonne rigidité de l'ouvrage. Ils ont une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, caractérisés par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres vis-à-vis de la résistance aux charges horizontales dans une structure mixte (portique-voiles).

I.3.2.planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux, il assure l'isolation acoustique et thermique. Dans notre cas nous avons des planchers à corps creux

I.3.3.Escaliers

Le bâtiment est muni de 5 cages d'escaliers qui permettent l'accès aux différents étages dont deux d'entre elles sont destinées à assurer l'accès au sous-sol.

I.3.4.Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse liés par du mortier ciment.

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés avec de la maçonnerie en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs : ils sont réalisés en simple cloison de maçonnerie de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtements

Ils sont réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eaux.
- Carrelages pour planchers et escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et cage d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.4 .Fondations

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol...

I.5. Caractéristiques des matériaux

L'ouvrage sera réalisé avec deux matériaux à savoir le béton et l'acier. Ces derniers doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99version2003) ainsi que ceux des règles de béton armé aux états limites (C.B.A 93)

I.5.1. Le béton

Le béton est un mélange approprié de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau éventuellement d'adjuvants. Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec:

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau
- Le diamètre maximal

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques d'ouvrabilité ou de résistances du béton en fonction de leur destination.

a-Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j âge du béton. Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisés cylindriques 16x32 définie à 28 jours d'âge de durcissement, notée f_{c28}

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit:

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

(C.B.A/Art A.2.1.1.1)

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

Pour notre étude nous avons choisis de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b-Résistance caractéristique du béton à la traction (C.B.A 93/Art A.2.1.1.2)

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} ; \quad \text{cette formule est valable pour les valeurs de } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

c - Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge «j» jours est donné par la formule suivante:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(C.B.A 93/Art 2.1.2.1)}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad (\text{C.B.A.93/Art 2.1.2.2})$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$

d -Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{C.B.A 93/Art 2.1.3})$$

e - Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

$\nu = 0$ pour des justifications à ELU (C.B.A 93/Art 2.1.3)

$\nu = 0,2$ pour des justification à ELS

I-5-2-Etats limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites:

a-état limite ultime(ELU):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement)
- Etat limite de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture)
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement)

Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (C.B.A93/Art 4.3.3)

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

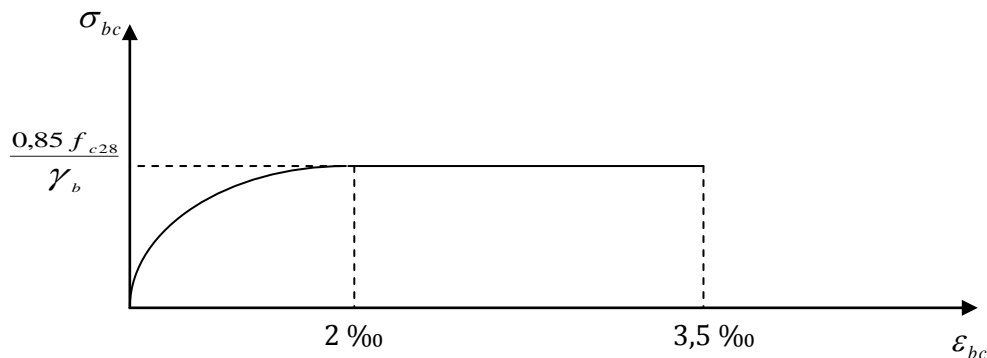


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{C.B.A/art A. 4.3.4.1})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta=0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta=0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

• Contrainte limite de cisaillement

- $\tau_u = \min (0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.
- $\tau_u = \min (0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables

b-Etat limite de service (ELS): (C.B.A 93/Art 4.5.2)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

- **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS**

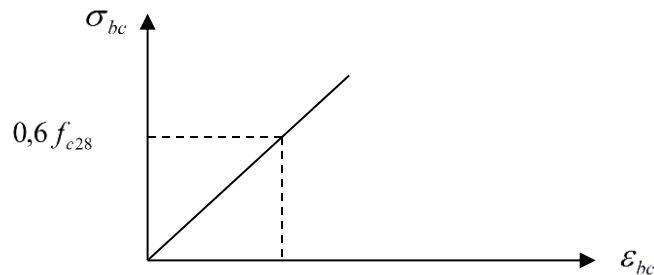


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton à l'état limite de service est:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$$

I.5.3 .Les aciers

Les aciers sont associés au béton pour équilibrer les efforts aux quels ce dernier ne peut pas supporter .Ils sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface, Nous avons :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215MPa et de 235 MPa
- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa
- Treillis soudé de type 520 la limite d'élasticité garantie de 520 MPa

a- Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris

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

b-coefficient de poisson des aciers

Il est pris égale à:

$$\nu = 0,3$$

c- Contraintes limite

- **Contrainte limite à l'ELU**

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

- **Contrainte limite à l'ELS**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles CBA 93 art A.4.5.3 on distingue trois cas de fissures:

1. **Fissuration peu nuisible** : Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
2. **Fissuration préjudiciable** :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

3. **Fissuration très préjudiciable**: Milieu agressif.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les hautes adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta= 1.3$ pour les HA<6mm

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

Diagramme contrainte déformation de l'acier:

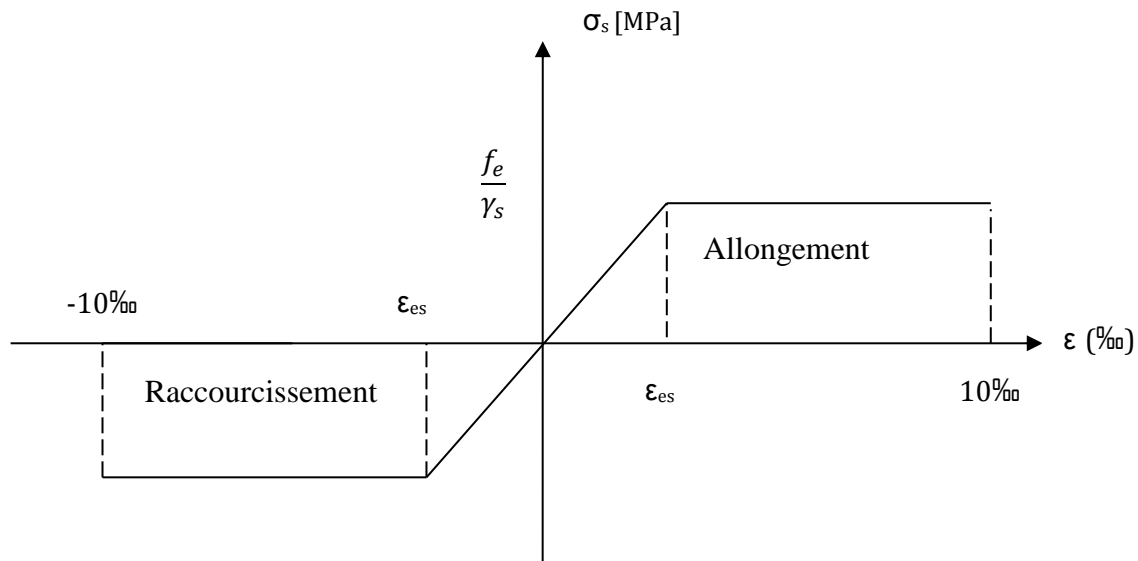


Figure.I.3 Diagramme contraintes déformations de l'acier

d. Protection des armatures (C.B.A/Art A.6.3)

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

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Pour notre étude nous avons décidé de travailler avec un enrobage $c = 2$ cm

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Après avoir définis les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment tel que : les planchers, les voiles, les poutres et les poteaux.

II .1.pré dimensionnement des planchers

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treille soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placée dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les charges d'exploitations. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_{tp} hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas nous avons trois blocs différents :

Bloc I: $L = 5.85 - 0.4 = 5.45 \text{ m} \longrightarrow h_{tp} = \frac{5.45}{22.5} = 24.22 \text{ m}$

En prend : $e = 25 \text{ cm}$ (20 +5)

Bloc II : $L = 4.00 - 0.4 = 3.6 \text{ m} \longrightarrow h_{tp} = \frac{3.6}{22.5} = 16 \text{ cm}$

En prend $e = 20 \text{ cm}$ (16+4)

Bloc III : $L = 4.00 - 0.4 = 3.6 \text{ m} \longrightarrow h_{tp} = \frac{3.6}{22.5} = 16 \text{ cm}$

En prend : $e = 20 \text{ cm}$ (16+4)

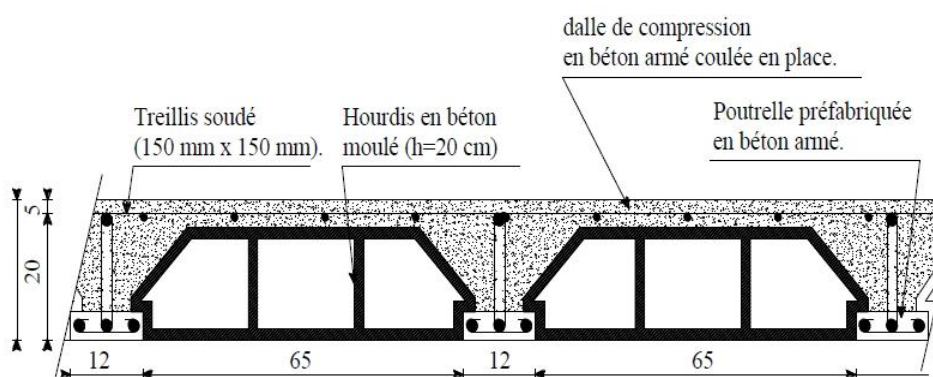


Fig.II.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

II.2.Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (Art 7.7.1) du RPA99.

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, elle doit être au minimum égale à 15cm.

La largeur du voile doit être supérieure 4 fois son épaisseur, si non ce dernier ne sera pas considéré comme un voile de contreventement

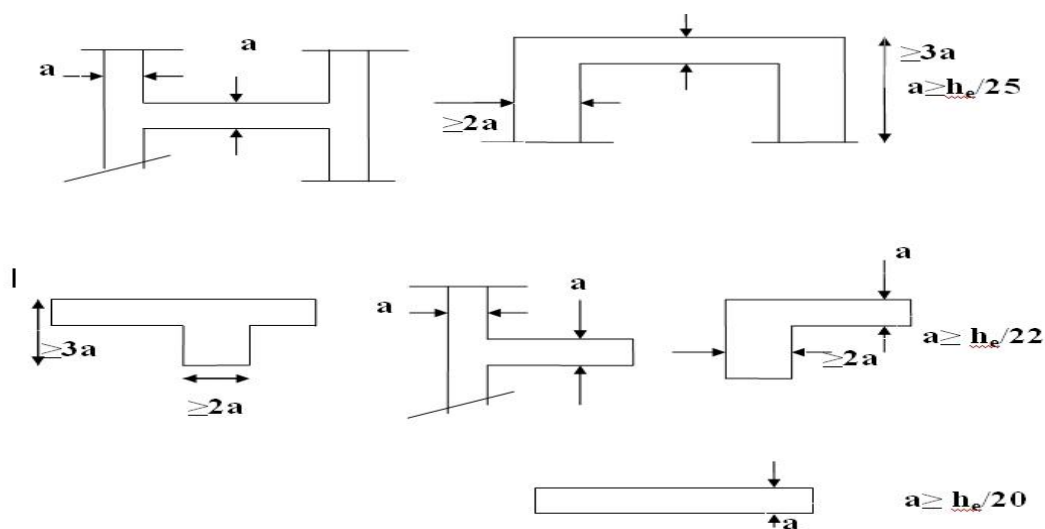


Fig II.2 coupes de voiles en plan

Avec :

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

h : hauteur d'étage courant.

e_p : épaisseur de la dalle.

$h_e = h - e_p$ dalle

Remarque:

Les voiles de notre structure sont linéaires, soit donc :

$$a = \frac{h_e}{20}$$

▪ **Sous-sol**

$$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de voile : $a=20\text{cm}$

▪ RDC et étage courant

$$h_e = 408 - 25 = 383\text{cm}$$

$$a = \frac{383}{20} = 19.15\text{cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du voile: $a=20\text{cm}$

Largeur de voile

Selon le RPA, un voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$l_{min} \geq 4 \times a$$

$$l_{min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \longrightarrow \text{Donc la largeur de nos voiles doit dépasser } 80 \text{ cm}$$

II.3.Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur dimensionnement s'effectue par des formules données par le C.B.A.93, et vérifiées selon le règlement parasismique algérien en vigueur

(RPA99version 2003).

➤ La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ portée de la poutre}$$

➤ La largeur b de la poutre doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Selon le RPA 99 version 2003 /Art7.5.1, Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

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

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

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

BLOC I

▪ Poutres principales : $L=8.00 \text{ m}$

$$53.33\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm} \longrightarrow h = 60\text{cm}$$

$$24\text{cm} \leq b \leq 42 \text{ cm} \longrightarrow b = 30\text{cm}$$

Finalement, la section de la poutre principale est : $b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}^2$

▪ **Poutres secondaires : L = 5.85 m**

$$39cm \leq h \leq 58.5 cm \longrightarrow h = 45 cm$$

$$18cm \leq b \leq 31.5 cm \longrightarrow b = 30 cm$$

Finalement, la section de la poutre secondaire : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

▪ **Poutres principales :**

$$b = 30cm \geq 20 cm \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$h = 60cm \geq 30cm \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 2 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

▪ **Poutres secondaires :**

$$b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

BLOC II

▪ **Poutres principales : L = 5.85 m**

$$39cm \leq h \leq 58.5cm \longrightarrow h = 45 cm$$

$$18cm \leq b \leq 31.5cm \longrightarrow b = 30 cm$$

Finalement, la section de la poutre principale : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

▪ **Poutres secondaires : L= 4.00 m**

$$26.66cm \leq h \leq 40cm \longrightarrow h = 40 cm$$

$$16cm \leq b \leq 28cm \longrightarrow b = 30cm$$

Finalement, la section de la poutre secondaire : $b \times h = 30 \times 40$

Vérifications relatives aux exigences du RPA

▪ **Poutres principales :**

$$b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1.6 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

▪ Poutres secondaires :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1.6 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Bloc III

▪ Poutre principale : L = 9.45 m

$$63\text{cm} \leq h \leq 94.5\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h = 70\text{ cm}$$

$$36\text{cm} \leq b \leq 63\text{cm} \quad \longrightarrow \quad b = 40\text{ cm}$$

Finalement, la section de la poutre principale : $b \times h = 40 \times 70\text{ cm}^2$

▪ Poutre secondaire : L = 4.00 m

$$26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 40\text{ cm}$$

$$16\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad b = 30\text{ cm}$$

Finalement, la section de la poutre secondaire : $b \times h = 30 \times 40\text{ cm}^2$

Vérifications relatives aux exigences du RPA

▪ Poutres principales :

$$b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$h = 70\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.75 \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

▪ Poutres secondaires :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

II.4.Détermination des charges et surcharges

II.4.1.Charges permanentes

a-plancher terrasse

On a la charge $G = \rho e$ avec : ρ : poids volumique , e : l'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

Bloc I :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN /m ³)	Charges (kN /m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(20+5)	18	4.5
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 7.16

Tableau II .1 Charges permanentes plancher terrasse bloc I

BLOC II et III :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids Volumiques (kN /m ³)	Charges (kN /m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.80
7	Dalle en corps creux	0.02	10	0.2
				G = 5.45

Tableau II.2.Charges permanentes plancher terrasse bloc II et III

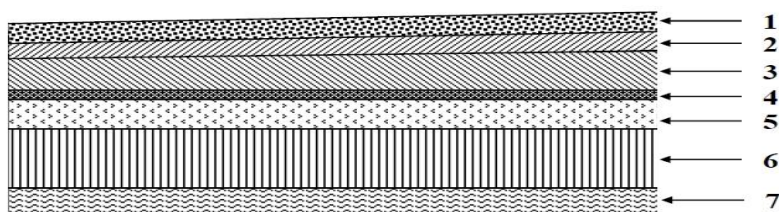


Fig II. 3. Eléments constituant le plancher-terrasse

b-Plancher étage courant

Bloc I :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [kN /m ³]	Charges [kN /m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.25	18	4.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	/	/	1
				G = 6.9

Tableau II.3.Charges permanentes plancher étage courant bloc I

Bloc II et III :

N°	Elément (m)	Epaisseur(m)	Poids volumique [kN/m ³]	Charges [kN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	/	/	1
				G = 5.2

Tableau II.4.Charges permanentes plancher étages courant bloc II et III

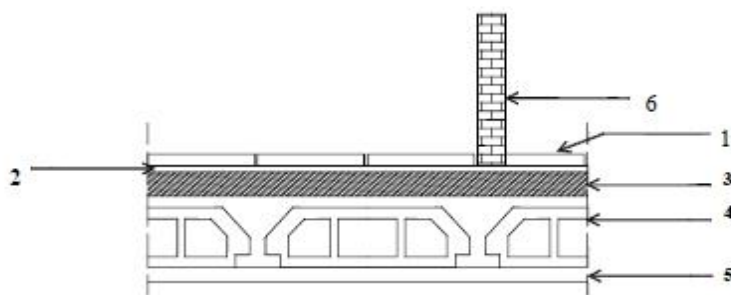


Fig. II.4.Elements constituant le plancher étage courant

d- dalle pleine pour balcon :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [kN/m ³]	Charges [kN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	2	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				G = 5.39

Tableau II.5.charges permanentes pour la dalle pleine

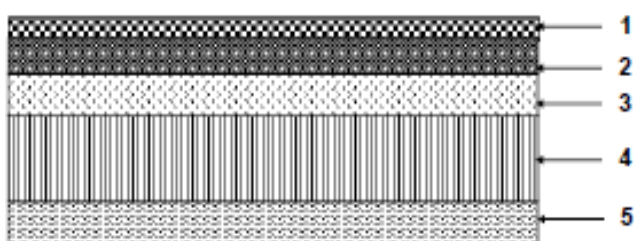


Fig .II.5.Element constituant la dalle pleine

d- Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques [kN/m ³]	Charges [kN/m ²]
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2.44

Tableau.II.6.Charges permanentes pour murs extérieurs

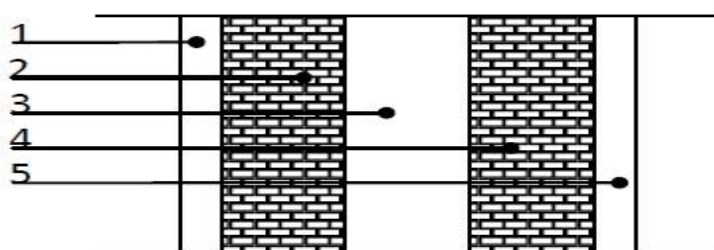


Fig.II.6.coupe vertical d'un mur extérieur

e-Murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques[kN/m ³]	Charges[kN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en paltre	0.02	10	0.2
				G = 1.4

Tableau II.7. Charges permanentes murs intérieurs

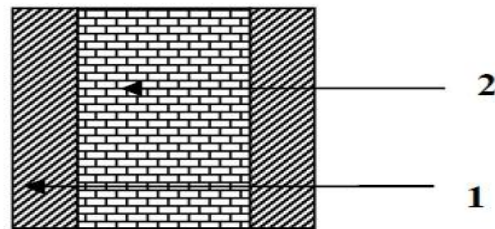


Fig.II.7.Coupe vertical d'un mur intérieur

e- L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times \frac{0.15}{2})$$

$$S = 0.07275 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = S \times \rho = 0.0727 \times 25$$

$$G_{ac} = 1.819 \text{ kN/m}$$

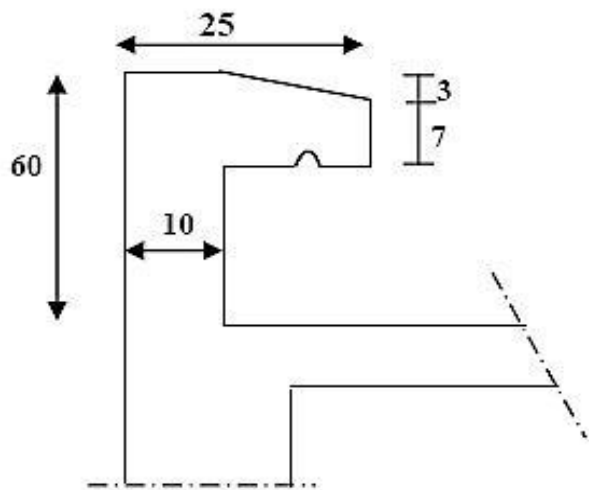


Fig .II.8.coupe vertical de l'acrotère

II.4.2.Surcharges d'exploitation

Eléments	Surcharges [kN/m ²]	
	Bloc I et Bloc II	Bloc III
Acrotère	1.00	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00	1.00
Plancher étage 06	2.50	/
Plancher étages : 05,04,03	4.00	/
Plancher étage 02	3.50	4.00
Plancher étage 01	4.00	4.00
Plancher RDC	3.50	3.50
Plancher du Sous- sol	4.00	4.00
Escaliers	2.50	2.50
Porte à faux	3.50	3.50

II.5.Les poteaux

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant résultant :

$$M_{spot} + M_{npot} \geq 1.25(M_{epout} + M_{wpout}) \quad \text{RPA 99 art 7.6.2}$$

Comme on ne connaît pas le moment on peut approcher par inertie, pour éviter l'apparition de la rotule plastique dans la poutre:

On a :

$$\frac{\sigma_{spot}}{V} + \frac{\sigma_{npot}}{V} \geq 1.25\left(\frac{\sigma_{epout}}{V} + \frac{\sigma_{wpout}}{V}\right)$$

$$I_{spot} + I_{npot} \geq 1.25(I_{epout} + I_{wpout})$$

$$2I_{pot} \geq 1.25(2I_{pout})$$

$$I_{pot} \geq 1.25(I_{pout})$$

BLOC I :

La section de la poutre principale est 30 x 60 cm²

$$I_{pout} = \frac{b \times h^3}{12} = 5.4 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \times 5.4 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{pot} \geq 6.75 \times 10^{-3} m^4$$

Il faut qu'on trouve : $I_{pot} \geq 6.75 \times 10^{-3} m^4$

On commence par la condition minimale du RPA 99

25x25 cm² :

$$I_{pot} = \frac{25^4}{12} = 3.25 \times 10^4 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

40x40 cm² :

$$I_{pot} = \frac{40^4}{12} = 2.13 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

50x50 cm² :

$$I_{pot} = \frac{50^4}{12} = 5.2 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

50x55 cm² :

$$I_{pot} = \frac{50 \times 55^3}{12} = 6.93 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section des poteaux rectangulaires pour tous les niveaux est de **50x55 cm²**.

Poteaux circulaires :

Φ=60 cm :

$$I_{pot} = \frac{3.14 \times 60^4}{64} = 6.35 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Φ=65 cm :

$$I_{pot} = \frac{3.14 \times 65^4}{64} = 8.75 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le diamètre des poteaux circulaires pour tous les niveaux est de **Φ=65cm**

Bloc II :

La section de la poutre principale est de **30x45 cm²**

$$\begin{aligned} I_{pout} &= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.45^3}{12} = 2.28 \times 10^{-3} m^4 \\ &= 2.28 \times 10^5 cm \times 1.25 \\ &= 2.85 \times 10^5 cm^4 \end{aligned}$$

Il faut qu'on trouve : $I_{pot} \geq 2.85 \times 10^5 cm^4$

25x25 cm² :

$$I_{pot} = \frac{25^4}{12} = 3.25 \times 10^4 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

40x40cm² :

$$I_{pot} = \frac{40^4}{12} = 2.13 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

40x45 cm² :

$$I_{pot} = \frac{40 \times 45^3}{12} = 3.03 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section des poteaux pour tous les niveaux est de **40x45 cm²**

Bloc III :

La section de la poutre principale est de **40x70 cm²**

$$\begin{aligned} I_{pout} &= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.7^3}{12} = 1.14 \times 10^{-2} m^4 \\ &= 1.14 \times 10^6 cm^4 \times 1.25 \\ &= 1.42 \times 10^6 cm^4 \end{aligned}$$

Il faut qu'on trouve $I_{pot} \geq 1.42 \times 10^6 cm^4$

40x40 cm² :

$$I_{pot} = \frac{40^4}{12} = 2.13 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

60x60cm² :

$$I_{pot} = \frac{60^4}{12} = 10.8 \times 10^5 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

60x65 cm² :

$$I_{pot} = \frac{60 \times 65^3}{12} = 1.37 \times 10^6 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

55x70cm² :

$$I_{pot} = \frac{55 \times 70^3}{12} = 1.57 \times 10^6 cm^4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section du poteau pour tous les niveaux est de **55x70 cm²**

Conclusion

Bloc I : poteaux rectangulaires 50x55 cm²

Poteaux circulaires $\Phi=65$ cm

Bloc II : poteaux 40x45 cm²

Bloc III : poteaux 55x70 cm²

II.5.1.Vérification relative au coffrage (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivante :

(voir figure)

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{l}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux (b x h) cm ²	Conditions exigées par RPA 99 ver 2003	Valeurs calculées	Observation
Bloc I : (50x55)	Min (b, h) $\geq 25 \text{ cm}$	Min (b, h) = 50 cm	condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e/20$	$50 \geq h_e/20$ $= 20.4$	condition vérifiée
	$l/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.90$	condition vérifiée
Bloc II : (40x45)	Min (b, h) $\geq 25 \text{ cm}$	Min (b, h) = 40	condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e/20$	$h_e/20 = 0.9$	condition vérifiée
	$l/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.88$	condition vérifiée
Bloc III : (55x70)	Min (b, h) $\geq 25 \text{ cm}$	Min (b, h) = 65	condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq h_e/20$	$h_e/20 = 0.9$	condition vérifiée
	$l/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.78$	condition vérifiée

II.5.2.Vérification de la condition au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau

L_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B : Section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

Bloc I (50 x55) :

a-Poteaux de sous-sol :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 306 - 60 = 246 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times 246 = 172.2 \text{ cm}$$

$$i = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 172.2/55 = 3.13 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b-Poteaux RDC et étages courants :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 408 - 60 = 348 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times 348 = 243.6 \text{ cm}$$

$$i = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 243.6/55 = 4.42 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Bloc II (40x45) :

a-poteaux du sous-sol :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times 261 = 182.7 \text{ cm}$$

$$i = 12.99 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 182.7/12.99 = 14.06 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b-poteaux RDC et étages courants :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times 363 = 254.1 \text{ cm}$$

$$i = 12.99 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 254.1/12.99 = 19.56 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Bloc III (55x70) :

a-poteaux du sous-sol :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 306 - 70 = 236 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times 236 = 165.2 \text{ cm}$$

$$i = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 165.2 / 70 = 2.36 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b-poteaux de RDC et étages courants :

$$l_0 = h_e - h_{pout} = 408 - 70 = 338$$

$$L_f = 0.7 \times 338 = 236.6 \text{ cm}$$

$$i = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \lambda = 236.6 / 70 = 3.38 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (CBA 93).

III. Calcul des éléments de la structure

III.1. Acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire de 1m.

III.1.1 Dimension de l'acrotère

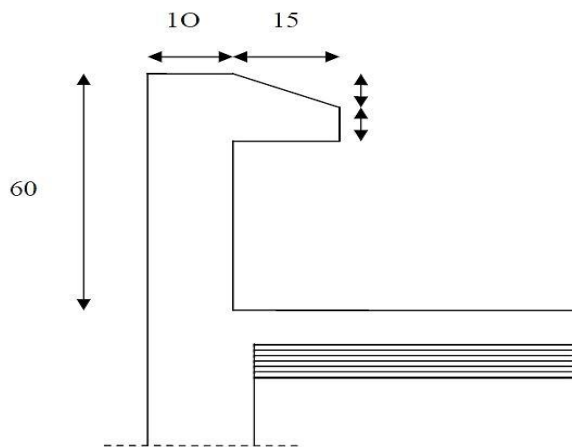


Fig.III.1.1 Coupe transversale de l'acrotère

Schéma statique :

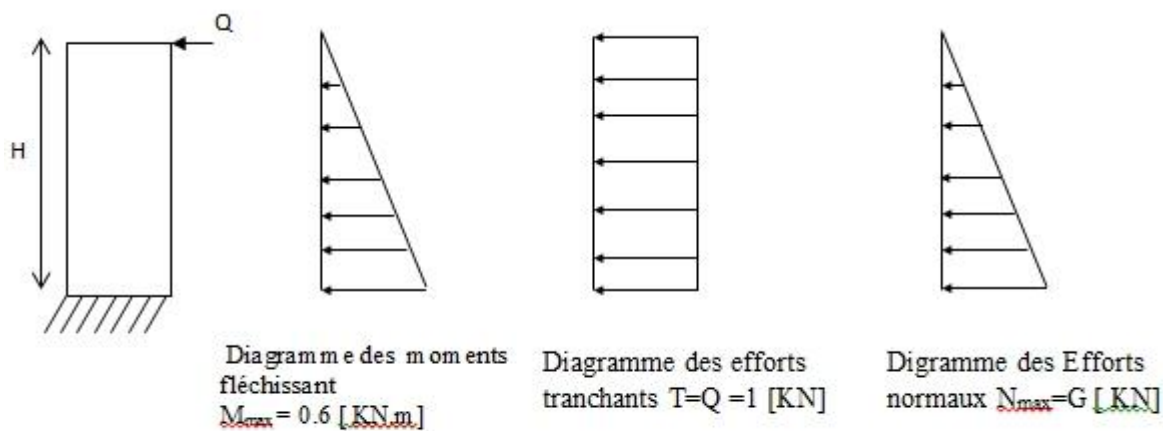


Figure. III.1.2. Diagrammes des efforts internes.

III.1.2 Détermination des sollicitations

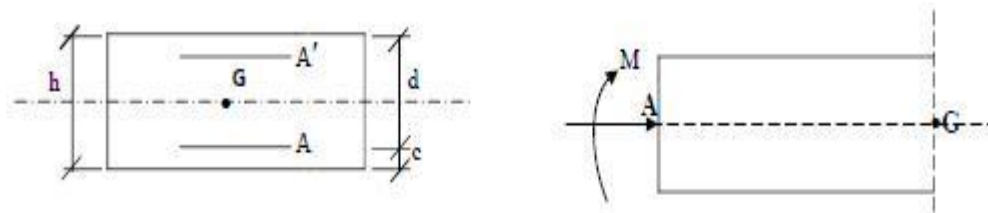


Fig.III.1.3. Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

d = h - c : hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$G = 25[(0.6 \times 0.1)] + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15 / 2) = 1.819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre : $G : N = G \times 1 \text{ ml} = 1.819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.60 \text{ kN.m}$

III.1.3 Combinaisons des charges

a) Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est $1.35G + 1.5Q$

- **Effort normal de compression :**

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_U = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_U = 1.5M_G = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b) L'état limite de service

La combinaison de charge à considérer : G+Q

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = N = 1.19 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

III.1.4. calcul des armatures à l'ELU

L'acrotère sera calculé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire, pour le calcul on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

- **Position de centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.455} = 0.3665 = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

- **Calcul en flexion simple**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.455 \times \left(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.982 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0.982 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.982 \times 10^3}{100 \times 82 \times 14.2} = 0.0108$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l$ la section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

$$\mu_u = 0.0108 \rightarrow \beta = 0.995$$

➤ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.892 \times 105}{0.995 \times 8 \times 348 \times 102} = 0.35 \text{ cm}^2$$

• Calcul en flexion composée

la section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.455 \times 103}{348 \times 102} = 0.28 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (C.B.A. 93 Art A4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de fissuration de la section droite d'armature

• Armatures principales :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.19} = 0.50 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{50 - 0.445 \times 8}{50 - 0.185 \times 8} = 0.924 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.924 \text{ cm}^2 > A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale $A = A_{\min} = 0.924 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 5T8/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T8/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement

La fissuration est préjudiciable, On doit avoir :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}, 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.15$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \right) = \min (3.26; 4) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_U = 1.5 \text{ KN} = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement .}$$

b) Vérification d'adhérence des barres: (C.B.A/ Art A. 6.1.1)

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement ;($\Psi_s=1$ pour aciers lisses,
=1.5 pour aciers HA)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

n: nombre des barres

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 12.56} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

III.1.4.3 Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans l'acier [C.B.A/A.4.5.33]

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{c28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 x 2,51}{100 x 8} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 x 10^3}{0,912 x 8 x 2,51} = 32,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 32,76 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes de compression dans le béton [C.B.A/A.4.5.2]

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} x 32,76 = 0,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4.4 Vérification au séisme [RPA 99/Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.20$ (Zone IIa et groupe d'usage 1B).
- C_p : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8).

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.3$

- W_p : poids de l'élément considéré ($W_p = 1.819 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.3 \times 1.819 = 0.436 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p > Q = 1 \text{ KN/ml}$ Condition vérifiée.

Conclusion

L'acrotère sera ferraillé comme suit :

Armatures principales : 5 HA8/ml , avec $e = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : 4 HA8/ml , avec $e = 25 \text{ cm}$.

III.2. Les planchers

Notre bâtiment comporte deux types de planchers à corps creux (16+4) et plancher à corps creux (20+5), les poutrelles sont fabriquées sur chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur les quelles reposera le corps creux.

III.2.1. calcul de la dalle de compression [Art B 6.8.4.2.3 /CBA.93]

La dalle de compression sera coulée sur place elle est de 5 cm d'épaisseur pour le bloc I et 4 cm pour le bloc II et III et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

Avec L_p : entre axes des poutrelles
 f_e : la nuance de treillis soudé.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 6T6 ($A_{\perp} = 1.17 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 6T6 ($A_{\perp} = 1.17 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm :

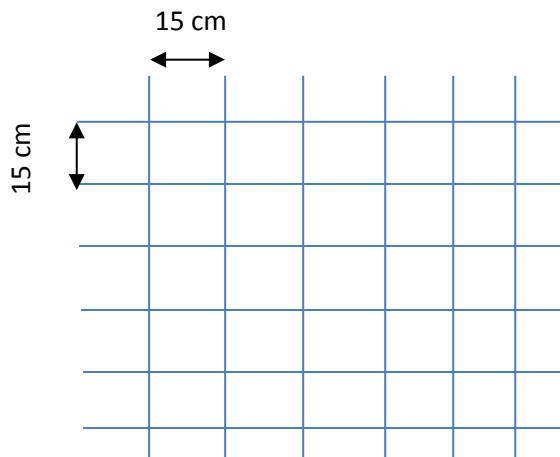


Fig.III.2.1. Treillis soudé de 150x150

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x150x150).

Bloc I

III.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

Avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à 1 kN/ml

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.
 $L = 5.85 - 0.55 = 5.30 \text{ m}$

a. Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.499 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

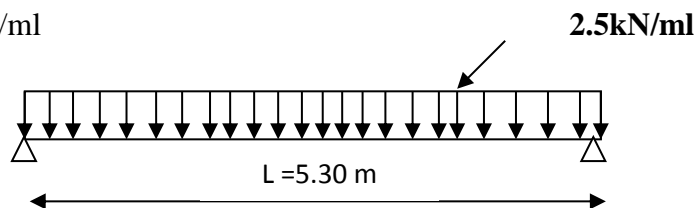


Fig.III.2.2 : schéma statique de poutrelle

b. Calcul des moments en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.30^2}{8} = 8.77 \text{ kNm}$$

c. Calcul des efforts tranchants

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.30}{2} = 6.62 \text{ KN}$$

d. Calcul des armatures

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{8.77}{14.2 \times 10^3 \times 0.12 \times 0.02^2} = 12.89 \rightarrow \mu_u = 12.89 \gg \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.D.A}$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

e. Calcul du nombre et distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

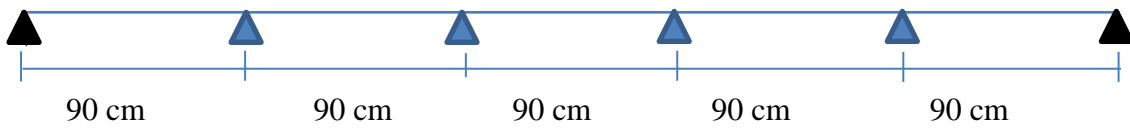
$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 25^2 \times 14.2 = 0.417 \text{ kNm}$$

Donc la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

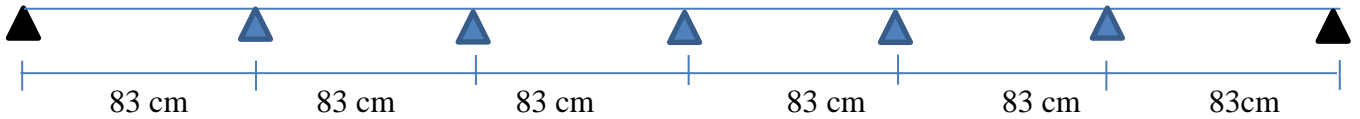
$$L_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.417}{2.5}} = 1.15 \text{ m}$$

Conclusion :

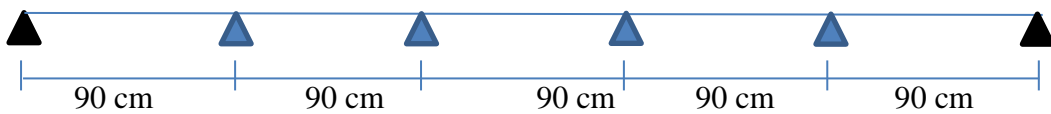
Pour les travées de 5.45 m nous disposons de 4 pieds droits.



Pour les travées de 5.85 m nous disposons de 5 pieds droits.



Pour les travées de 4.45 m nous disposons de 4 pieds droits.



Pour les travées de 2.80 m nous disposons de 2 pieds droits.

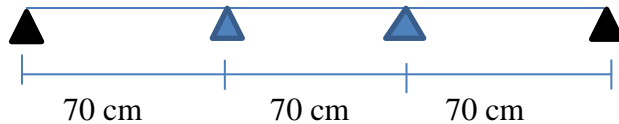


Fig.III.2.3. Disposition des pieds droits

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T reposant sur des appuis intermédiaires considérée comme partiellement encastree à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher .Elle travaille en flexion simple, on note que la longueur de chaque travée est prise entre nus des appuis.

a. Détermination de la largeur de la table de compression (Art A.4.1, 3 C.B.A 93)

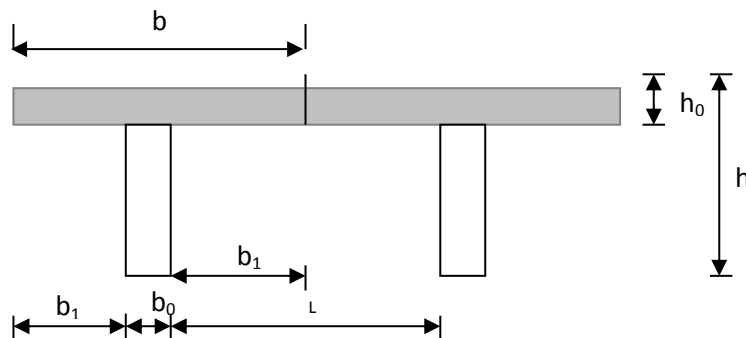


Fig.III.2.4. schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 5$ cm)

l_1 : portée de la travée

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{545}{2} = 181.66 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26.5$ cm

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65$ cm

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

b. Charges et surcharges du plancher

➤ Plancher terrasse

Charges permanents : $G = 7.16 \times 0.65 = 4.65$ kN/ml

Charges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ kN/ml

➤ Plancher étage courant

Charges permanents : $G = 6.9 \times 0.65 = 4.48$ kN/ml

Charges d'exploitation : $Q = 4.00 \times 0.65 = 2.6$ kN/ml

c. Combinaison de charges

➤ Plancher terrasse

ELU : $1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.65 + 1.5 \times 0.65 = 7.25$ kN/ml

ELS : $G + Q = 4.65 + 0.65 = 5.3$ kN/ml

➤ Plancher étage courant

ELU : $1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 2.6 = 9.95$ kN/ml

ELS : $G + Q = 4.48 + 2.6 = 7.08$ kN/ml

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode des 3 moments
- ❖ Méthode de Caquot

d. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire C.B.A.93.art B.6.2.2.10

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les conditions d'application :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q \leq (2G, 5 \text{ kN/m}^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 4.485 = 8.97 \text{ kN} \\ Q = 2.6 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$Q \leq (8.97, 5) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable \Rightarrow La condition est vérifiée.

3. Toutes les travées ont un même moment d'inertie \Rightarrow La condition est vérifiée.

4. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{2.80}{4.45} = 0.62 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.45}{5.85} = 0.76 \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{5.85}{5.45} = 1.07$$

\Rightarrow La condition n'est pas vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable le calcul se fera par la méthode des trois moments

Méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées.

Moments aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Moment en travée :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour $X = i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

III.2.2.1. Etude du plancher d'étage courant

a. Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 4.48) + (1.5 \times 2.6) = 9.95 \text{ kN/ml}$$

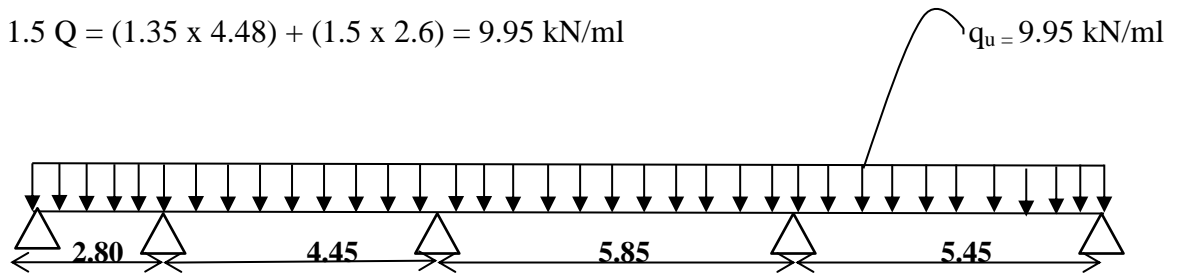


Fig .III.2.5 . Schéma statique de file de poutrelles

Calcul des moments aux appuis

- Appui $i = 1$ $5.6 M_1 + 2.8 M_2 = -5.48 q_u$
- Appui $i = 2$ $2.8 M_1 + 14.5 M_2 + 5.45 M_3 = -27.51 q_u$
- Appui $i = 3$ $4.45 M_2 + 20.6 M_3 + 5.85 M_4 = -72.08 q_u$
- Appui $i = 4$ $5.85 M_3 + 22.6 M_4 + 5.45 M_5 = -90.51 q_u$
- Appui $i = 5$ $5.45 M_4 + 10.9 M_5 = -40.46 q_u$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -4.52 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -10.44 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -24.62 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -27.93 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -22.96 \text{ kN.m}$$

• Moments en travée

Travée 1-2 $x = 1.18 \text{ m} \Rightarrow M_{t12} = 2.42 \text{ kN.m}$

Travée 2-3 $x = 1.90 \text{ m} \Rightarrow M_{t23} = 7.62 \text{ kN.m}$

Travée 3-4 $x = 2.86 \text{ m} \Rightarrow M_{t34} = 16.18 \text{ kN.m}$

Travée 4-5 $x = 2.81 \text{ m} \Rightarrow M_{t45} = 11.56 \text{ kN.m}$

- **Efforts tranchants**

Travée 1-2 : $T_w = 12.6kN$ $T_e = -15.26kN$

Travée 2-3 : $T_w = 18.95kN$ $T_e = -25.31kN$

Travée 3-4 : $T_w = 28.54kN$ $T_e = -29.66kN$

Travée 4-5 : $T_w = 26.2kN$ $T_e = -28.02kN$

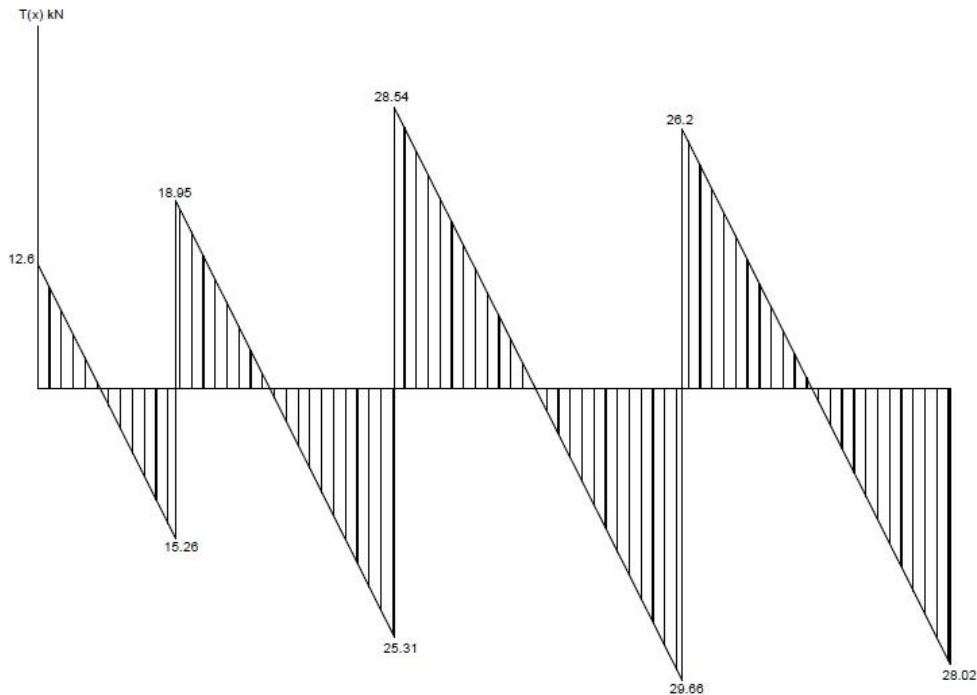


Fig.III.2.6.Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis on diminue ces derniers de $\frac{1}{3}$ et on majore les moments en travée de $\frac{1}{3}$ de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rives.

On aura comme moment:

- **Moment aux appuis**

$$M_{a1} = \frac{1}{3} \times (-4.52) = -1.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = -10.44 - \left(\frac{1}{3}\right) \times (-10.44) = -6.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{a3} = -24.62 - \left(\frac{1}{3}\right) \times (-24.62) = -16.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{a4} = -27.93 - \left(\frac{1}{3}\right) \times (-27.93) = -18.62 \text{ kN.m}$$

$$M_{a5} = \frac{1}{3} \times (-22.96) = -6.88 \text{ kN.m}$$

• Moment en travée

$$M_{t12} = 2.42 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 2.42 = 3.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{t23} = 7.62 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 7.62 = 10.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{t34} = 16.18 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 16.18 = 21.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{t45} = 11.56 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 11.56 = 15.41 \text{ kN.m}$$

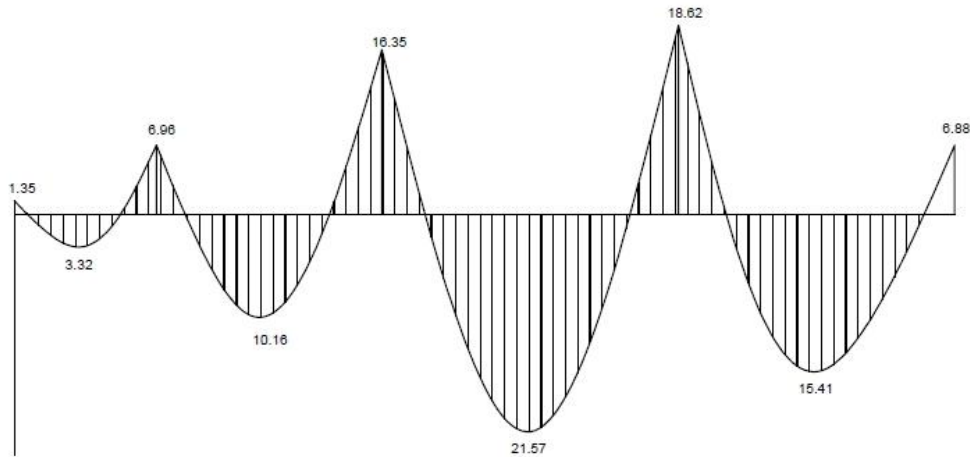


Fig.III.2.7.Diagramme des moments flichissant à l'ELU

b.Calcul des armatures

➤ Armatures longitudinales

▪ En travée

$$M_{t \max} = 21.57 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d \times \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 94.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 21.57 \text{ kN.m} < M_0 = 94.60 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=25\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.57 \times 10^5}{65 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA D'où } \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.57 \times 10^5}{0.978 \times 23 \times 34800} = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 3HA12 (A}_t=3.39\text{cm}^2)$$

▪ Aux appuis

$$M_{a \max} = 18.62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.62 \times 10^5}{12 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.20 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA D'où } \beta = 0.887$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.62 \times 10^5}{0.887 \times 23 \times 34800} = 2.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 1HA12 et 1HA14 (A}_a=2.67 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armatures transversales (Art A.7.1.3 CBA 93)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \phi_l; \frac{h}{35}\right) = \left(\frac{12}{10}; 1.2; \frac{25}{35}\right)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 1 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures (Art A.5.1.22 CBA93)**

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

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{bu}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 1.83 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_s = 2.67 \text{ cm}^2 > 1.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)**

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13 \times f_{c28}}{1.15}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.66 \times 10^3}{120 \times 230} = 1.07 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.82 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art 5.1.3.1.3 C.B.A.93)**

• **Sur le béton**

$$\bar{V}_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.23 \times 0.12 = 165.6 \text{ kN}$$

$V_u = 29.66 \text{ kN} < \bar{V}_u = 165.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_{u \max} + \frac{M_{a \max}}{0.9d} \right)$$

$$2.67 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(29.66 + \frac{-18.62}{0.9 \times 0.23} \right) = -1.74 \text{ cm} < 0$$

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ Avec } \psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 1.4 = 8.79 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.66 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 87.9} = 1.63 \text{ MPa} < 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risques d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Ancrage des barres (Art A.6.1.2.5 CBA93)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles du CBA 93 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 L_s$ pour les aciers H.A
 $l_{cr} = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$

d. Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 4.48 + 2.6 = 7.08 \text{ kN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{7.08}{9.95} = 0.711$$

$$\text{à l'ELS : } M_{tmax} = 11.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{a max} = -13.23 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = -21.08 \text{ kN}$$

e. Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Etat limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée :** $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 23} = 1.228 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} K_1 = 18.33 \\ \beta_1 = 0.850 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11.50 \times 10^3}{0.850 \times 23 \times 3.39} = 173.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{173.52}{18.33} = 9.46 \text{ MPa}$$

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

- **Sur appuis :** $A_a = 2.67 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 10.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 CBA93)

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

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{7.08 \times 5.85^2}{8} = 30.28$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{11.50}{15 \times 30.28} = 0.025 < \frac{h}{l} = 0.0427 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{585} = 0.042 < 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

❖ Calcul de la flèche (Art B.6.5.3 CBA93)

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

E_v : Module de déformation différée.

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

M_t^s : Moment max de service en travée.

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

$$E_v = 10818.86 \text{ kN.m}$$

Position du centre de gravité :

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 A_t \times d = \frac{65 \times 25^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 23$$

$$S_{xx'} = 21482.05 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = B + nA_t = 65 \times 25 + 15 \times 3.39 = 1675.85 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{21482.05}{1675.85} = 12.81 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 25 - 12.81 = 12.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + nA_t(v_2 - c)^2 = \frac{65}{3}(12.81^3 + 12.19^3) + 15 \times 3.39(12.19 - 2)^2 = 85309.73 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ

$$\lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \frac{65}{65}\right)} = 9.54$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{65 \times 23} = 0.0022$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{B_1 \times d \times A_s}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}(\lambda_i) = 3.81$$

$$\text{On a } \rho = 0.22\% \Rightarrow \beta = 0.924$$

$$\sigma_s = \frac{11.50 \times 10^6}{0.924 \times 230 \times 339} = 159.62 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0022 \times 159.62 + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = 0.048$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 85309.73}{1 + 0.048 \times 3.81} = 79332.39 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{11.50 \times 10^3 \times 585^2}{10 \times 10818.86 \times 79332.39} = 0.458 \text{ cm} < 1.08 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.2. Plancher terrasse

Pour nos calculs on suit les mêmes étapes que pour l'étage courant

Les charges supportées par la poutrelle

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN.m}$

Charges permanentes : $G = 0.65 \times 7.16 = 4.65 \text{ kN.m}$

a. Calcul à l'ELU

$$1.35G + 1.5Q = 7.25 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul des efforts internes

$$M_1 = -3.28 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -7.61 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -17.94 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -20.35 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -16.73 \text{ kN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée 1-2} \quad T_w = 8.61 \text{ kN} \quad T_e = -11.69 \text{ kN}$$

$$\text{Travée 2-3} \quad T_w = 13.81 \text{ kN} \quad T_e = -18.45 \text{ kN}$$

$$\text{Travée 3-4} \quad T_w = 20.79 \text{ kN} \quad T_e = -21.61 \text{ kN}$$

$$\text{Travée 4-5} \quad T_w = 20.41 \text{ kN} \quad T_e = -19.09 \text{ kN}$$

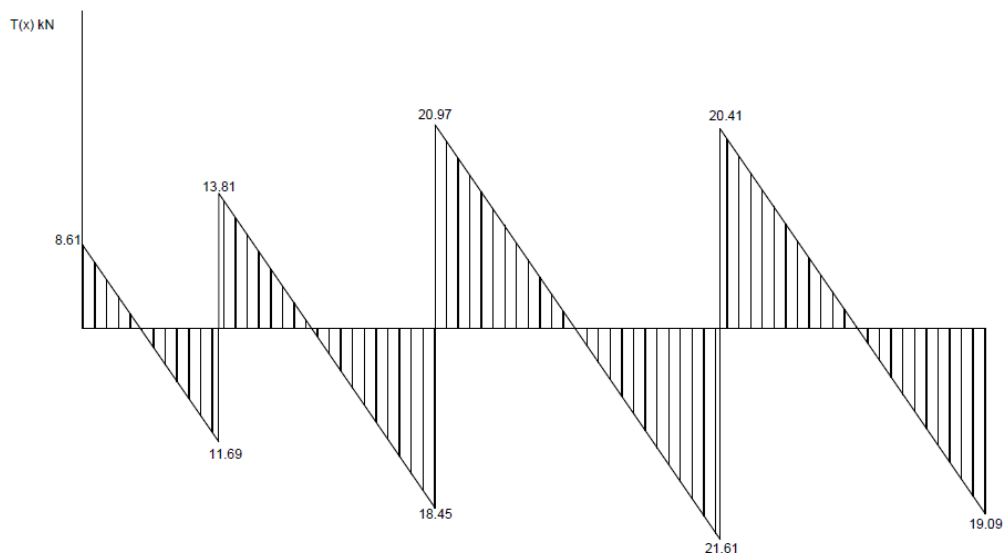


Fig.III.2.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- **Moments en travée**

Travée 1-2 : $x = 1.18m \Rightarrow M_{t1-2} = 1.84kN.m$
Travée 2-3 : $x = 1.90m \Rightarrow M_{t2-3} = 5.55kN.m$
Travée 3-4 : $x = 2.86m \Rightarrow M_{t3-4} = 11.89kN.m$
Travée 4-5 : $x = 2.81 m \Rightarrow M_{t4-5} = 8.42 kN.m$

- **Moment aux appuis**

$$\begin{aligned}M_{a1} &= \frac{1}{3} \times (-3.28) = -0.984kN.m \\M_{a2} &= -7.61 - \left(\frac{1}{3}\right) \times (-7.61) = -5.07kN.m \\M_{a3} &= -17.94 - \left(\frac{1}{3}\right) \times (-17.94) = -11.96kN.m \\M_{a4} &= -20.35 \times \left(\frac{1}{3}\right) \times (-20.35) = -13.57 kNm \\M_{a5} &= \frac{1}{3} \times (-16.68) = -5.004kN.m\end{aligned}$$

- **Moment en travée**

$$\begin{aligned}M_{t1-2} &= 1.84 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 1.84 = 2.45 kN.m \\M_{t2-3} &= 5.55 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 5.55 = 7.4 kN.m \\M_{t3-4} &= 11.89 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 11.89 = 15.85kN.m \\M_{t3-4} &= 8.42 + \left(\frac{1}{3}\right) \times 8.42 = 11.22kN.m\end{aligned}$$

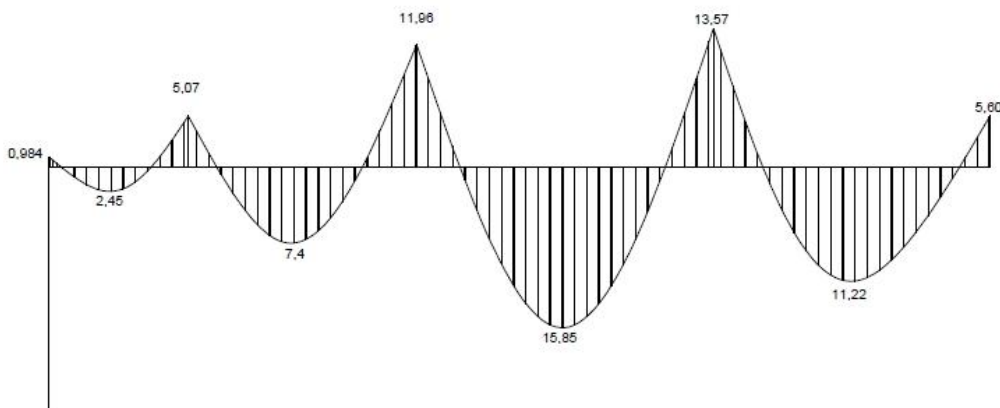


Fig.III.2.9.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

b. Ferrailage à l'ELU

- **Armatures longitudinales**

En travée : $M_{tmax} = 11.89 kN.m$

$$A_t = 2.35 cm^2 \Rightarrow 3HA10$$

Aux appuis : $M_{amax} = 13.57 kN.m$

$$A_t = 2.26 cm^2 \Rightarrow 2HA12$$

- **Armatures transversales (Art A.7.13 C.B.A. 93)**

La section totale des aciers transversaux :

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \phi_t^2}{4} \right) = 1.00 cm^2$$

$$S_t = 15 cm \text{ sur } \rho = 2h = 50 cm$$

A partir de 5cm du nu d'appui et $S_t = 20 cm$ en travée.

c. Vérifications à l'ELU

- ❖ **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.C.B.A.93)**

$$A_{min} = 0.33 cm^2$$

En travée : $A_s = 2.35 cm^2 > 0.33 cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_s = 2.26 > 0.33 cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA 93)**

$$V_{u max} = -21.61 kN$$

$$\tau_u = 0.78 MPa < \bar{\tau}_u = 2.82 MPa$$

- ❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement**

$$\tau_{se} = \frac{21.61 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 75.3} = 1.39 MPa < 3.15 MPa$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales .

- ❖ **Ancrage des barres (Art A.6.1.23 CBA 93)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 cm$$

$$l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 cm$$

- ❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art 5.1.3.13 CBA 93)**

- **Sur le béton :** $V_u = 21.61 kN < 165.6 kN \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Sur l'acier :** $A_{ap} = 2.26 cm^2 > -1.26 cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

c. Calcul à l'ELS

$$G + Q = 4.65 + 0.65 = 5.3kN.m$$

D'où

$$M_{t\max} = 8.69kN.m$$

$$M_{a\max} = -9.91kN.m$$

$$T_{\max} = -15.40kN$$

d. Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu nuisible aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Etat limite de résistance à la compression du béton

- En travée : $A_s = 2.35cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 23} = 0.851 \Rightarrow \beta_1 = 0.869 \quad \text{d'où } k_1 = 23.17$$

$$\sigma_s = \frac{8.69 \times 10^3}{0.869 \times 23 \times 2.35} = 185.01MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{185.01}{23.17} = 7.98MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis : $A_s = 2.26cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 23} = 0.81 \Rightarrow \beta_1 = 0.871 \quad \text{d'où } k_1 = 23.76$$

$$\sigma_s = \frac{9.91 \times 10^3}{0.871 \times 23 \times 2.26} = 219.54MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219.54}{23.76} = 9.23MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \frac{25}{585} = 0.042 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad 0.042 < 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

❖ Calcul de la flèche (Art B.6.5.3 CBA 93)

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 + E_v + E_{fv}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

$$S_{xx'} = 21123.15cm^3$$

$$v_1 = 12.72cm$$

$$v_2 = 12.27cm$$

$$I_0 = 84975.31cm^4$$

Les coefficients λ et μ

$$\lambda = 5.6$$

$$\mu = 0.16$$

$$E_{fv} = 58300.63 \text{ cm}^4$$

$$f = 0.47 \text{ cm} < \bar{f} = 1.08 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Plancher étage courant :

Appuis : 1HA12 et 1HA14 = 2.67 cm^2

Travée : 3HA12 = 3.39 cm^2

Armatures transversales : 2HA8 = 1 cm^2 avec un espacement de 20 cm

Plancher terrasse :

Appuis : 2HA12 = 2.26 cm^2

Travée : 3HA10 = 2.35 cm^2

Armatures transversales : 2HA8 = 1 cm^2 avec un espacement de 20 cm

Bloc II et III

On suit la même démarche que pour le bloc I, Dans cette partie on ne donne que les résultats, les formules sont déjà développées précédemment.

III.2.2.3. Plancher étage courant

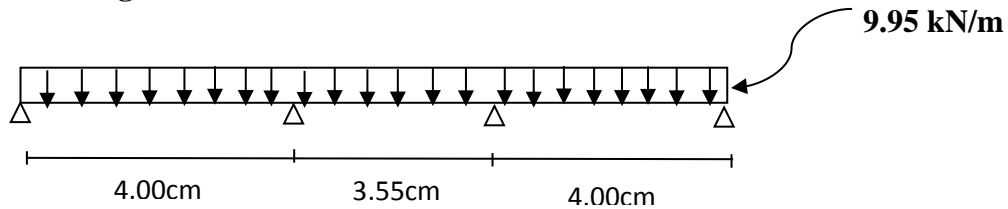


Fig. III.2.10. Schéma statique de file de poutrelles

Plancher étage courant

$$\text{Appui } i=1 : 8M_1 + 48M_2 = -16q_i$$

$$\text{Appui } i=2 : 4M_1 + 15.1M_2 + 3.55M_3 = -27.18q_i$$

$$\text{Appui } i=3 : 3.55M_2 + 15.1M_3 + 4M_4 = -27.18q_i$$

$$\text{Appui } i=4 : 4M_3 + 8M_4 = -16q_i$$

La résolution du système nous donne

$$M_1 = -14.16$$

$$M_2 = -11.46$$

$$M_3 = -11.46$$

$$M_4 = -14.16$$

a. Calcul à l'ELU

$$\text{Travée 1-2 : } x = 2.06m \quad M_t = 7.12kN.m$$

$$\text{Travée 2-3 : } x = 1.77m \quad M_t = 4.23kN.m$$

$$\text{Travée 3-4 : } x = 1.93m \quad M_t = 7.12kN.m$$

❖ Moments corrigés

• Aux appuis

$$M_{a1} = -4.24kN.m$$

$$M_{a2} = -7.64kN.m$$

$$M_{a3} = -7.64kN.m$$

$$M_{a4} = -4.24kN.m$$

• En travées

$$M_{t1-2} = 9.49kN.m$$

$$M_{t2-3} = 5.64kN.m$$

$$M_{t3-4} = 9.49kN.m$$

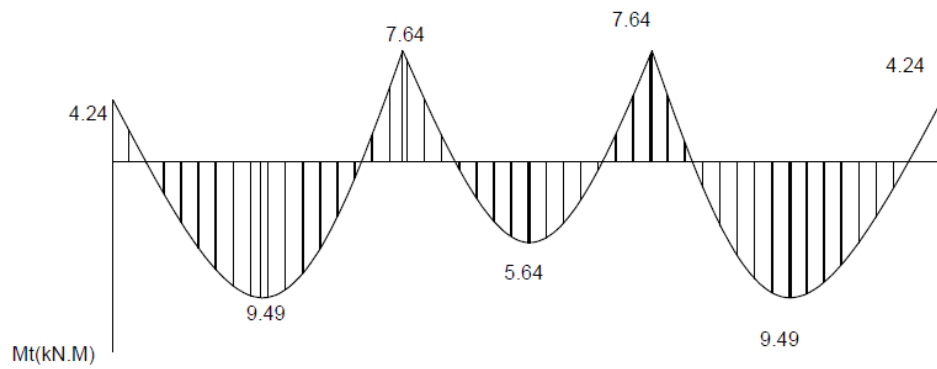


Fig.III.2.11.Diagrammes des moments à l'ELU

❖ Efforts tranchants

Travée 1-2 $T_w = 20.57 \text{ kN}$ $T_e = -19.23 \text{ kN}$

Travée 2-3 $T_w = 17.66 \text{ kN}$ $T_e = -17.66 \text{ kN}$

Travée 3-4 $T_w = 19.23 \text{ kN}$ $T_e = -20.57 \text{ kN}$

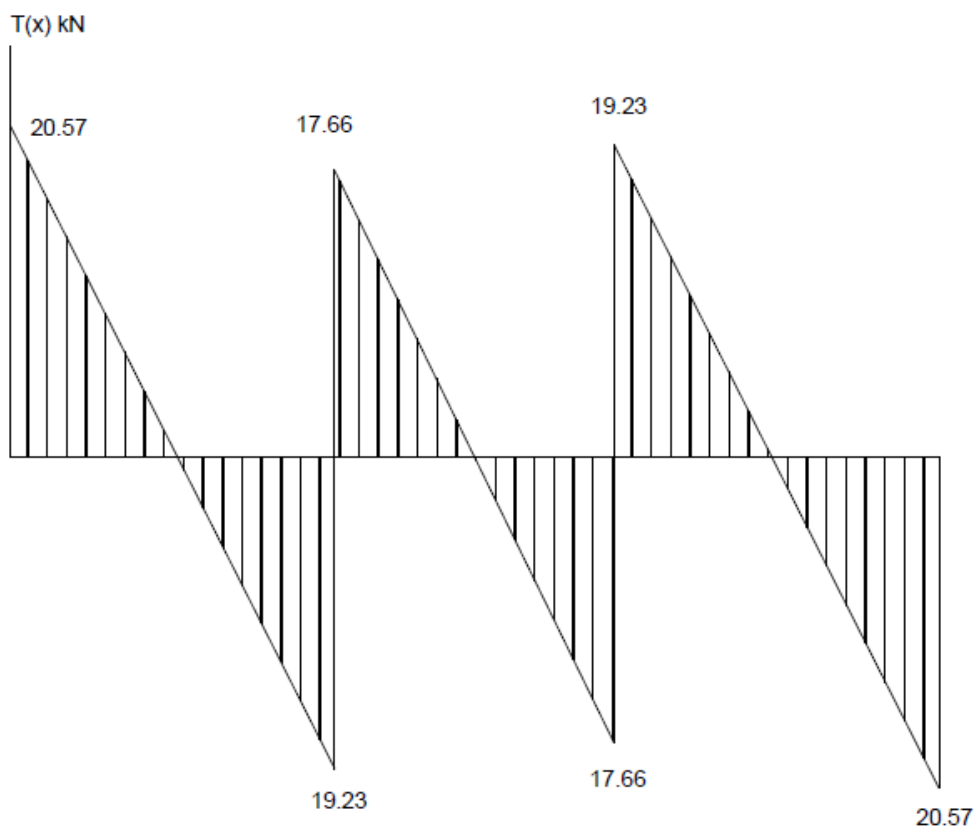


Fig.III.2.12.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

b. Calcul des armatures

➤ Armatures longitudinales

- En travée

$$M_{t\max} = 9.49 \text{ kN.m}$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10$$

- Aux appuis

$$M_{t\max} = 7.64 \text{ kN.m}$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}10$$

- Armatures transversales

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \phi_t^2}{4} \right) = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \left(0.9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \right)$$

$$S_t = 15 \text{ cm à partir de 5 cm du nu d'appui et } S_t = 20 \text{ cm en travée.}$$

c. Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité (Art.A.4.2.C.B.A.93)

$$A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications de l'effort tranchant (Art.5.1.1.C.B.A.93)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.57 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 2.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ancrage des barres (Art .A.6.1.23.C.B.A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.00 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

$$l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art.5.1.3.13 C.B.A.93)

- Sur le béton $V_u = 20.57 \text{ kN}$

$$V_1 = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{1.5} = 129.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 20.57 \text{ kN} < V_1 = 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier**

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times (V_{u \max} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$
$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.058 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

d. Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 4.48 + 2.60 = 7.08 \text{ kN/ml}$$
$$M_{t \max} = 6.73 \text{ kN.m}$$
$$M_{a \max} = 5.42 \text{ kN.m}$$
$$T_{\max} = 14.60 \text{ kN}$$

e. Vérification à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration étant peu nuisible aucune vérification n'est à effectuer.

❖ **Etat limite de résistance à la compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

- **En travée :** $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{6.73 \times 10^3}{0.855 \times 18 \times 2.35} = 186.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{186.08}{19.72} = 9.43 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :** $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 8.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$
$$\frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{6.73}{15 \times 59.07} = 7.59 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.018 > 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul de la flèche (Art B.6.5.3 CBA93)

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{xx'} = 13634.5 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad B_0 = 1335.2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{13634.5}{1335.2} = 10.21 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10.21 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.35 (9.79 - 2)^2 = 45529.77 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \frac{65}{65} \right)} = 10.5$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0022$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} (\lambda_i) = 4.2$$

$$\sigma_s = \frac{6.73 \times 10^6}{0.927 \times 180 \times 235} = 171.63 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 45529.77}{1 + 0.058 \times 4.2} = 124062.27 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6.73 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818.86 \times 124062.27} = 0.080 \text{ cm} < 1.08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f = 0.080 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.2.4. Plancher terrasse

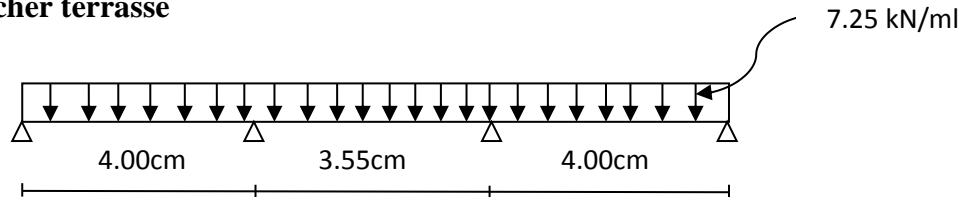


Fig.III.2.12.Schéma statique de file de poutrelles

$$q_u = 1.35 \times 4.65 + 1.5 \times 0.65 = 7.25 \text{ kN.m}$$

D'où :

$$M_{a \max} = -5.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 6.92 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 14.99 \text{ kN}$$

a. Calcul à l'ELU

➤ Armatures longitudinales

- En travée : $M_{t \max} = 6.92 \text{ kN.m}$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA}10$$

- Aux appuis : $M_{a \max} = -5.56 \text{ kN.m}$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA}10$$

➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 1; \frac{20}{35}\right) \text{ soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t}{4}\right) = 1.00\text{cm}^2$$

c. Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité (Art. A.4.2.C.B.A.93)

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

En travée: $A = 2.35\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2$

En appui : $A = 1.57\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2$

❖ Vérification de l'effort tranchant (A.5.1.1.C.B.A.93)

$$\tau_u = \frac{14.99 \times 10^3}{20 \times 180} = 0.69\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.82\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art. A.5.1.3.13.C.B.A.93)

- Sur le béton $V_u = 14.99\text{kN}$

$$\bar{V} = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{1.5} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12}{1.5} = 129.6\text{kN}$$

$$V_u = 14.99\text{kN} < \bar{V} = 129.6\text{kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sur l'acier

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times (V_{u \max} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_{ap} = 1.57\text{cm}^2 \geq 0.055\text{cm}^2$$

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \text{ avec } \psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 1.0 = 6.28\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.99 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 62.8} = 1.47\text{MPa} < 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ancrage des barres (Art A.6.1.23 CBA 93)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21\text{ cm}$$

$$l_c = 0.4l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08\text{cm}$$

c. Calcul à l'ELS

$$G + Q = 4.65 + 0.65 = 5.3 \text{ kN.m}$$

D'où

$$M_{t \max} = 5.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \max} = -4.22 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 11.39 \text{ kN}$$

d. Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Etat limite de résistance à la compression du béton:

• En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{131.32}{75.91} = 1.73 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 1.67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul de la flèche (Art B.6.5.3 CBA93)

$$S_{xx'} = 13634.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 1335.25 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 10.21 \text{ cm}$$

$$v_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = 45529.77 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = 4.2$$

$$I_{fv} = 124062.27 \text{ cm}^4$$

$$f_v = 0.059 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis :** 2HA10 = 1.57 cm²
- **Travée :** 3 HA10 = 2.35 cm²
- **Armatures transversales :** 2HA8 = 1 cm² avec un espacement de 20 cm.

III.3 Les escaliers

Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction, notre structure comporte cinq cages d'escaliers.

Dans le cas de cette étude on ne calculera qu'un seul escalier (le cas le plus défavorable) et en généralisera les résultats sur les autres escaliers.

III.3.1 Terminologie

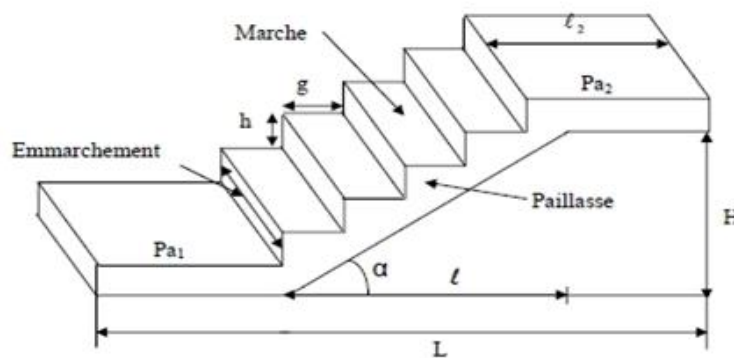


Fig. III.3.1. Présentation Schématique d'un l'escalier

g : c'est le giron.

h : hauteur de la paillasse et de palier.

e : épaisseur d'une paillasse.

H : hauteur d'une volée.

ℓ_1 : longueur de la paillasse projetée.

ℓ_2 : largeurs de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

III.3.2 pré dimensionnement de l'escalier

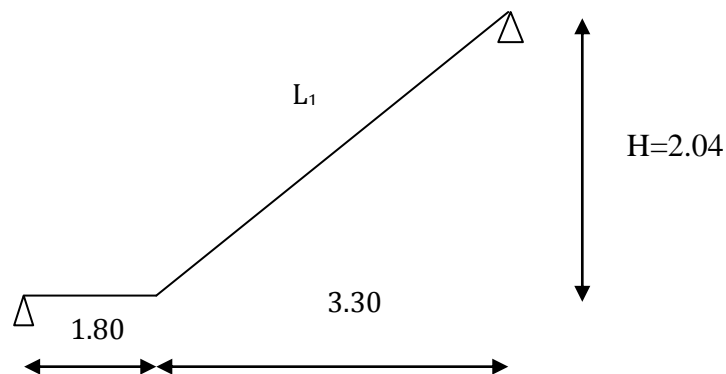


Fig .III.3.2. Schéma statique

Avec une hauteur d'étage de 4.08m, pour un bâtiment recevant du public, la

$$\text{Hauteur de marche est : } \begin{cases} 13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

Soit **n** le nombre de contre marche et **m** le nombre de marche :

$$H=204\text{cm} ; h=17\text{cm}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12 \Rightarrow n=12 \text{ contre marches.}$$

$$n=12 \text{ contre marche ; donc } m=n-1=11 \text{ marches.}$$

Loi de BLONDEL

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où on se déplace de façon confortable.

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Pour $h=17\text{cm}$, on aura : $26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ donc on prend $g=30\text{cm}$.

a) Pré dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0.618 \rightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{330}{\cos 31.27} = 387.94 \text{ cm.}$$

$$L' = L_1 + L_2 = 387.94 + 180 = 567.94 \text{ cm}$$

$$\frac{567.94}{30} \leq e_p \leq \frac{567.94}{20} \Rightarrow 18.93 \leq e_p \leq 28.39$$

On opte pour $e_p = 20 \text{ cm}$.

b) Détermination des charges et surcharges

- charges permanentes

❖ Palier :

Éléments	Épaisseur (cm)	Charge (KN/ml)
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.36
Couche de sable	2	0.49
Dalle pleine	20	5.00
Enduit ciment	2	0.36
		G= 6.65

❖ Volée :

Éléments	Épaisseur (cm)	Charge (KN/ml)
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.36
Couche de sable	2	0.49
Marches	17/2	2.125
Dalle pleine	20/cos α	5.88
Enduit ciment	2	0.36
Garde-corps	10	0.2
		G = 9.855

- **Surcharge d'exploitations**

Palier : $Q=4 \text{ kN/ml}$

Volée : $Q=4 \text{ kN/ml}$

c) Combinaison de charges et surcharges

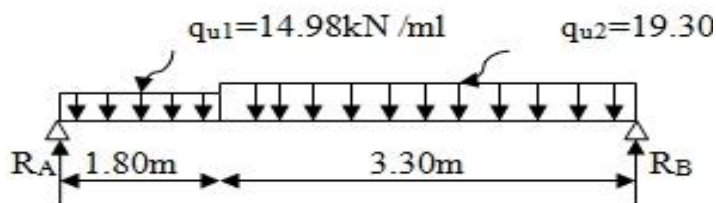
Palier : $q_u=1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.65 + 1.5 \times 4 = 14.98 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_u=1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.855 + 1.5 \times 4 = 19.30 \text{ kN/ml}$.

III.3.3. Ferrailage à l'ELU

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

a) Schéma statique



III.3.3. Schéma statique d'escalier à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F=0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 1.80 + q_{u2} \times 3.30$$

$$R_A + R_B = 14.98 \times 1.80 + 19.30 \times 3.30 = 90.65 \text{ Kn/ml}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 5.10 = q_{u1} \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} + q_{u2} \times 3.30 \left(\frac{3.30}{2} + 1.80 \right)$$

$$\Rightarrow R_B \times 5.10 = 14.98 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} + 19.30 \times 3.30 \left(\frac{3.30}{2} + 1.80 \right) = 243.99$$

$$R_B \times 5.10 = 243.99 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{243.99}{5.10} = 47.84 \text{ kN.}$$

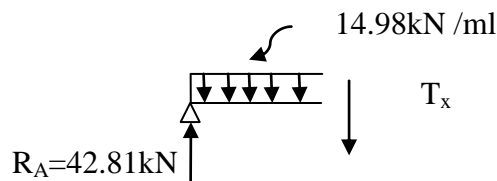
$$R_A + R_B = 90.65 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 90.65 - 47.84 = 42.81 \text{ kN.}$$

$$R_A = 42.81 \text{ Kn}$$

c) Efforts tranchants et moments fléchissants :

1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.80$

Efforts tranchant :



$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x=0) \Rightarrow T(0) = 42.81 - 0 = 42.81 \text{ kN.}$$

$$T(x=1.80) \Rightarrow T(1.80) = 42.81 - 14.98 \times 1.80 = 15.85 \text{ kN.}$$

➤ Moment fléchissant

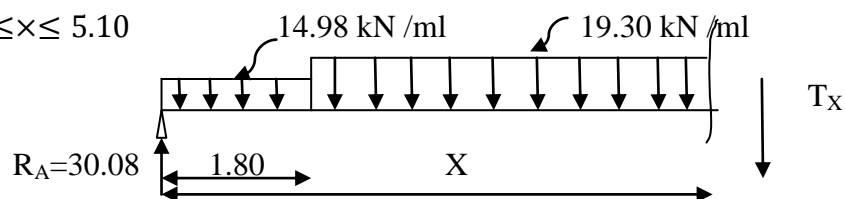
$$0 \leq x \leq 1.80$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} x \frac{x}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(x=1.80) \Rightarrow M(1.80) = 42.81 \times 1.80 - 14.98 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} = 52.79 \text{ kN.m}$$

2^{ème} tronçon: $1.80 \leq x \leq 5.10$



➤ Effort tranchant

$$T_x = R_A - q_{u1} \times 1.80 - q_{u2}(x - 1.80)$$

$$T(x=1.80) = 15.85 \text{ kN}$$

$$T(x=5.10) = -47.84 \text{ kN}$$

➤ Moment fléchissant

$$M(x) = R_A x - q_{u1} x \cdot 1.80 \left(x - \frac{1.80}{2} \right) - q_{u2} \left(\frac{(x-1.80)^2}{2} \right)$$

$$M(x=1.80) = 52.79 \text{ kN}$$

$$M(x=5.10) = 0 \text{ kN}$$

La valeur du moment maximum est donnée par $\frac{dM}{dx} = 0$

$$T(x) = q_{u2}(x) - 50.59 = 0 \Rightarrow x = 2.62 \text{ m.} \quad M_{\max} = M(2.62) = 59.3 \text{ kN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semiencastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée

-Moments aux appuis:

$$M_{\text{ap}} = (-0.3)M_{\max} = -0.3(59.3) = -17.79 \text{ kN.m}$$

-Moment en travée:

$$M_{\text{tr}} = (0.85)M_{\max} = 0.85(59.3) = 50.41 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figureront sur les diagramme suivant :

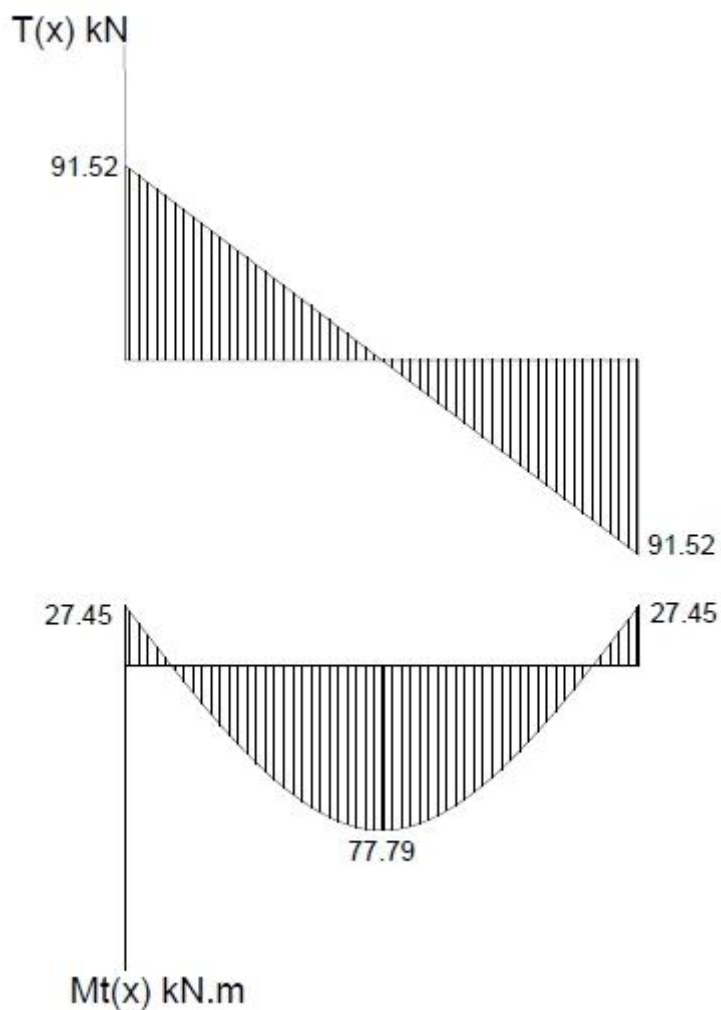


Fig.III.3.3. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

d) Calcul des armateurs :

On calcul une section rectangulaire (en flexion) dont les caractéristique géométrique sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}, d = 18$$

➤ **Aux appuis:** $M_{ap} = 17.79 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales:**

$$\mu_b = \frac{M_{APP}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.79 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.039$$

$\mu_b \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_{AP} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.79 \times 10^3}{0.9805 \times 18 \times 348} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{AP} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ ($St = 20 \text{ cm}$)

- **Armatures de repartitions:**

$$A_r = \frac{A_{AP}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($St = 25 \text{ cm}$)

➤ **En travée:**

- **Armatures principales:**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.41 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.11$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ section simplement armée

$$\mu_b = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{50.41 \times 10^3}{0.942 \times 18 \times 348} = 8.54 \text{ cm}^2$$

Soit: $10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St = 10 \text{ cm}$)

- **Armatures de répartition**

$$A_t = 15.39$$

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ ($St=16.5\text{cm}$)

III.3.3. Vérification à l'ELU

- ❖ **Espacement des barres**

- **Armatures principales:**

$$St < \min \{ 3h, 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = \{ 10 \text{ et } 20 \} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartitions:**

$$St < \{ 4h, 45 \} = 45 \text{ [cm]}$$

$$St = \{ 16.5 \text{ et } 25 \} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- ❖ **Condition de non fragilité (Art.4.2 CBA93)**

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis: $A_{\text{app}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.1735 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- En travée: $A_{\text{tr}} = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.1738 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.13 \times f_{c28}}{1.15}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{47.84 \times 10}{100 \times 18} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.82 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_u = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement ;

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} ; \quad V_u = 47.84 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum U_i &= n \times \pi \times \phi \\ &= 10 \times \pi \times 1.4 = 43.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.84 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 43.96 \times 10^2} = 0.67 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Encrage des barres aux appuis (Art A.6.1.2.5 CBA93)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa} , \psi = 1.5$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.33 \text{ cm}$$

Le CBA limite $L_s = 40\phi$ lorsque en utilise $f_e 400 \text{ MPa}$ donc $L_s = 40\phi = 48 \text{ cm}$

On prend :

$L_s = 48 \text{ cm}$ Pour les armatures comportant des crochets, on prend :

$L_a = 0.4 L_s = 19.2 \text{ cm}$

III.3.4. Calcul à l'ELS

a) Combinaison de charges

Palier: $q_{1s} = G + Q = (6.65 + 4) \times 1 = 10.65 \text{ KN/ml}$

Paillasse: $q_{2s} = G + Q = (9.855 + 4) \times 1 = 13.855 \text{ KN/ml}$

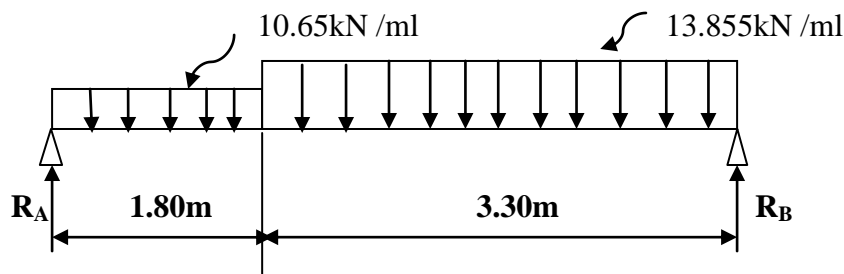


Fig .III.3.4. Schéma statique à l'ELS.

b) Calcul des réactions aux appuis

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

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

De (1) et(2) $\Rightarrow R_A = 30.58 \text{ KN}$

$R_B = 34.31 \text{ KN}$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

- Efforts tranchants:**

1^{ier} tronçon: $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{s1}x$$

Pour $X=0 \Rightarrow T(0) = 30.58 \text{ KN}$

$X=1.8 \Rightarrow T(1.8) = 11.41 \text{ KN}$

2^{ieme} tronçon: $1.8 \leq x \leq 5.10 \text{ m}$

$$T_x = R_A - q_{s1} \times 1.80 - q_{s2}(x - 1.80)$$

Pour $X=1.8 \Rightarrow T(1.8) = 11.41 \text{ KN}$

$X=5.1 \Rightarrow T(5.1) = -34.31 \text{ KN}$

- Moments fléchissant:**

1^{ere} tronçon : $0 \leq X \leq 1.8\text{m}$

$$M(x) = R_A x - q_{s1} x \frac{x^2}{2}$$

Pour $X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$X=1.8 \Rightarrow M(1.8) = 37.79 \text{ KN.m}$

2^{eme} tronçon: $1.8 \leq x \leq 5.1\text{m}$

$$M(x) = R_A x - q_{s1} x 1.80 \left(X - \frac{1.80}{2} \right) - q_{s2} \left(\frac{(x-1.80)^2}{2} \right)$$

Pour $x=1.8 \Rightarrow M(1.8) = 37.79 \text{ KN.m}$

$X=5.1 \Rightarrow M(5.1) = 0 \text{ KN.m}$

La valeur du moment maximum est donnée par $\frac{dM}{dx} = 0$

$$T(X) = q_{s2}(x) - 36.34 = 0 \Rightarrow x = 2.62\text{m.}$$

$$M_{smax} = M(2.62) = 42.49 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{smax} aux appuis et en travée.

-Moments aux appuis:

$$M_{ap} = (0.3)M_{sMAX} = -0.3(42.49) = -12.75 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée:

$$M_{tr} = (0.85)M_{sMAX} = 0.85(42.49) = 36.12 \text{ KN.m}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton

▪ État limite de compression du béton

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = k^{-1} \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{B d} = \frac{5.65 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \{ \beta_1 = 0.912, K_1 = 41.82 \}$$

D'ou :

$$\sigma_s = \frac{M_{Sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.912 \times 5.65 \times 18} = 137.47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 0.024 \times 137.47 = 3.3 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée:

$$\rho = \frac{100 A_t}{B d} = \frac{15.39 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.855$$

$$\rho_1 = 0.855 \Rightarrow \{ \beta_1 = 0.868, K_1 = 22.88 \}$$

D ou :

$$\sigma_s = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{36.12 \times 10^3}{0.868 \times 15.39 \times 18} = 150.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 0.044 \times 150.22 = 6.61 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

▪ État limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h: \text{ hauteur de la poutre}$$

L : longueur de la plus grande travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{avec : } f_e: \text{ limite d'élastique de l'acier.}$$

A : section d'acier en travée.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{avec: } M_t: \text{ Moment max en travée}$$

M_0 : Moment max isostatique

➤ **Vérification:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{510} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 18} = 0.00512 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{510} = 0.04 \geq \frac{36.12}{10 \times 42.49} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_S L^2}{10 E_\gamma I_v} \leq f_{\max}$$

Avec:

M_S : moment en travée à l'ELS $M_S = 36.12 \text{ KN.m}$

E_γ : module d'élasticité longitudinal déformé du béton

$$E_\gamma = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section totale rendue homogène ($n=15$) par rapport à l'axe passant par CDG.

$$f = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{510}{1000} = 1.01 \text{ cm} : \text{la flèche admissible.}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie(I):**

Avec : $n=15$

$$I_0 = bh^3/12 + 15(A_s(h/2 - C')^2 + A_s'(h/2 - C)^2) = bh^3/12 + 15((A_s(h/2 - C')^2)$$

$$\text{Donc : } I_0 = (100 \times 20^3 / 12) + 15 \times 15.39 ((20/2) - 2)^2$$

$$= 81441.07 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 0.02 \times 2.1 / (2 + 3) \cdot 0.855 = 0.012$$

$$\rho = A/bd = 12.31 / 100 \times 18 = 0.00855$$

$$\rho_1 = A/bd = 12.31 \times 100 / 100 \times 18 = 0.855 \rightarrow \beta_1 = 0.868 \quad K = 22.88$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_d A_s = 36.12 \times 10^6 / 0.868 \times 180 \times 9.23 \times 10^2 = 243.73 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \{ 1 - (1.75 f_{t28} / (4 \rho \sigma_{st} + f_{t28})) ; 0 \} = 0.993$$

$$I_f = 1.1 \times I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu) = (1.1 \times 81441.07) / (1 + 0.0098 \times 0.993) = 88721.79 \text{ cm}^4$$

$$f = (M_s \cdot L^2) / (10 \cdot E_v \cdot I_{fv}) = 36.12 \times 10^6 \times 5100^2 / 10 \times 10818.86 \times 88721.79 \times 10^4 = 9.79 \text{ mm} < 10.1 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.4.Poutre palière

III.4.1. pré dimensionnement

C'est une poutre de section (b×h) semi encastrée à ses extrémités.

➤ Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante:

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

Avec:

L_{\max} : longueur libre de la poutre.

H_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4.95\text{m} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $h_t=35\text{cm}$

➤ Largeur

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : $b=25\text{cm}$

Donc la dimension de la poutre est (b×h)=(25×35)

➤ Vérifications aux exigences (Art .7.4.1/RPA 99)

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots (35/25) = 1.4 \leq 4 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

III.4.2. Détermination des charges

$$\text{Poids propre de la poutre: } G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.187\text{KN/ml}$$

$$\text{Réactions du palier à : ELU } T_u = 42.81 \text{ KN}$$

$$\text{ELS } T_s = 30.58 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G_p + T_u = 1.35 \times 2.187 + 42.81 = 45.76 \text{ KN/ml}$$

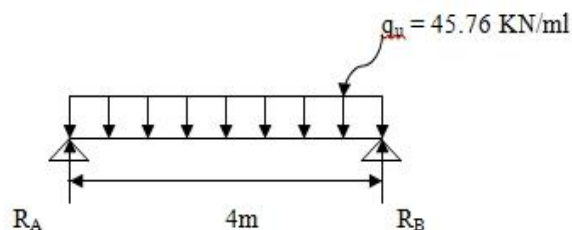


Fig III-4-1.Schéma statique de la poutre palière.

III.4.3. Calcul des efforts à l'ELU

a) Les réactions aux appuis

$$R_A + R_B = 183.04 \text{ KN}$$

$$R_A = 91.52 \text{ KN}$$

$$R_B = 91.52 \text{ KN}$$

b) Les efforts internes

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 45.76 \times (4)^2 / 8 = 91.52 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 91.52 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T = q_u \cdot l / 2 = 45.76 \times 4 / 2 = 91.52 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{u \max} = -0.3 \times 91.52 = -27.456 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{u \max} = 0.85 \times 91.52 = 77.79 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

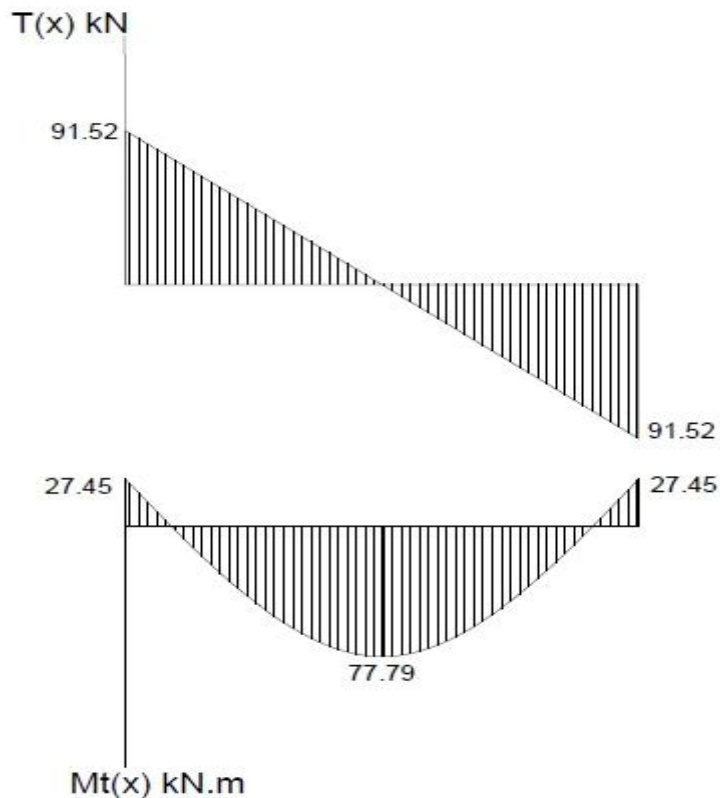


Fig III-4-2. Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.4. Calcul des armatures

➤ *En travée :*

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.79 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.214$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ section simplement armée.

$$\mu_b = 0.213 \Rightarrow \beta = 0.878$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77.79 \times 10^3}{0.878 \times 32 \times 348} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.456 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.076$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ section simplement armée.

$$\mu_b = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.456 \times 10^3}{0.960 \times 32 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{Ap} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art.A.4.2.C.B.A.93)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 4.52 > A_{\min} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} [\text{Mpa}] \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right) = \min (2.5; 4) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_U = T_{u \text{ MAX}} = 91.52 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{91.52}{25 \times 32} = 0.114 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement .}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

Ψ_s : coefficient de scellement ;

$$V_u = T_{u \text{ MAX}} = 91.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres utilisées ;

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

n : nombre des barres

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{91.52 \times 10}{0.9 \times 32 \times 26.37} = 1.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

\Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$\text{Nous devant vérifier que : } T_{u \text{ MAX}} < T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma b} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d$$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.32 \times 10^3 \times 0.25}{1.5} = 480 \text{ kN}$$

$$T_{u \text{ MAX}} = 91.52 \text{ KN} < 756 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence sur les armatures longitudinales inférieures

$$\text{On doit vérifier que : } A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_{u \text{ max}} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left(91.52 + \frac{(-27.456) \times 10^2}{0.9 \times 32} \right) = 0.097 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.097 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f)- Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être:

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 10 ; 25 \} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\varnothing 8$

Donc on adopte $A_s = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \varnothing 8$

g) Espacement (Art 7.5.2.2/ RPA99)

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\varnothing ; 25 \text{ cm} \} = \min \{ 35/4 ; 12 \times 1.2 ; 25 \text{ cm} \} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 9 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

h) Quantité d'armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.6. Calcul à l'ELS

$$q_s = G_p + T_s = 2.187 + 30.58 = 33.147 \text{ KN/ml}$$

a) Les réactions aux appuis

$$R_A + R_B = 132.58 \text{ KN} \quad \begin{cases} R_A = 66.29 \text{ KN} \\ R_B = 66.29 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Les efforts internes

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 33.147 \times (4)^2 / 8 = 66.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 66.29 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$T = q_u \cdot l / 2 = 33.147 \times 4 / 2 = 66.29 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_{sp} = -0.3 \times M_{s \max} = -0.3 \times 66.29 = -19.88 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{tr} = 0.85 \times M_{s \max} = 0.85 \times 66.29 = 56.34 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

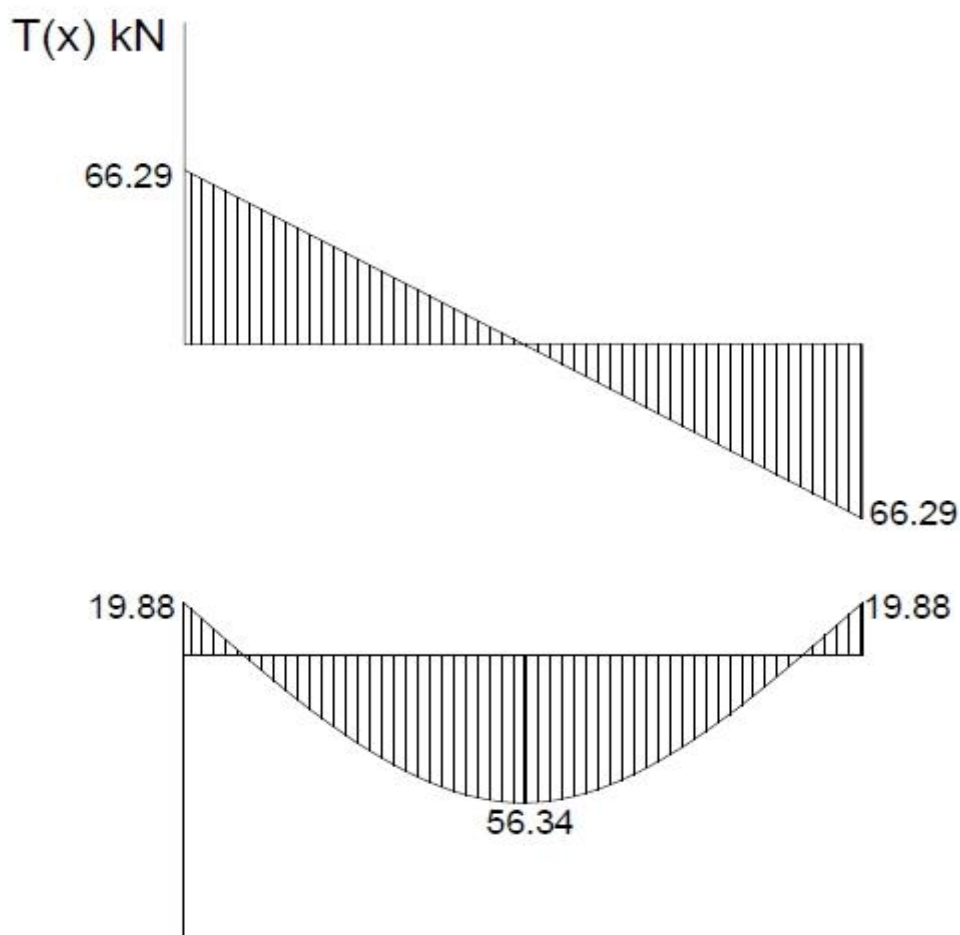


Fig III.4.3. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.4.7. Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

On doit vérifier la condition suivante:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

➤ Aux appuis

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{4.52 \times 10^2}{25 \times 32} = 0.565$$

$$\rho = 0.565 \Rightarrow \{ \beta_1 = 0.888, K_1 = 29.64 \}$$

D ou :

$$\sigma_s = \frac{M_{Sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{19.88 \times 10^3}{0.888 \times 4.52 \times 32} = 154.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 154.78 / 26.64 = 5.81 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

➤ En travée

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{9.23 \times 10^2}{25 \times 32} = 0.845$$

$$\rho = 0.845 \Rightarrow \{ \beta_1 = 0.869, K_1 = 23.17 \}$$

D ou :

$$\sigma_s = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{56.34 \times 10^3}{0.869 \times 9.23 \times 32} = 219.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 232.07 / 29.64 = 7.40 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) État limite d'ouvertures des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Vérification de la flèche

Pour que la flèche soit vérifiée, les conditions suivantes doivent satisfaites :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_{St}}{10M_{u \max}} = \frac{56.34}{10 \times 66.29} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{9.23}{25 \times 32} = 1.163 \times 10^{-2} < \frac{4.2}{f_e} = 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul de la flèche:

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_\gamma I_{fv}} \leq f_{\max}$$

Avec:

M_s : moment en travée à l'ELS $M_s = 56.34 \text{ KN.m}$

E_γ : module d'élasticité longitudinal défère du béton

$$E_\gamma = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = bh^3/12 + 15(A_s(h/2 - C')^2 + A_s'(h/2 - C)^2) = bh^3/12 + 15((A_s(h/2 - C')^2)$$

$$\text{Donc : } I_0 = (100 \times 20^3 / 12) + 15 \times 9.23 ((20/2) - 2)^2 = 75527.46 \text{ cm}^4$$

$$= 75527.46 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 0.02 \times 2.1 / (2 + 3) 0.845 = 0.001$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_d A_s = 56.34 \times 10^6 / 0.869 \times 180 \times 9.23 \times 10^2 = 390.23 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \{ 1 - (1.75 f_{t28} / (4 \rho \sigma_{st} + f_{t28})) ; 0 \} = 0.997$$

$$I_{fv} = 1.1 \times I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu) = (1.1 \times 75527.46) / (1 + 0.001 \times 0.997) = 82997.45 \text{ cm}^4$$

$$f = (M_s \cdot L^2) / (10 \cdot E_\gamma \cdot I_{fv}) = 56.34 \times 10^6 \times 4000^2 / 10 \times 75527.46 \times 82997.45 \times 10^4 = 1.43 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

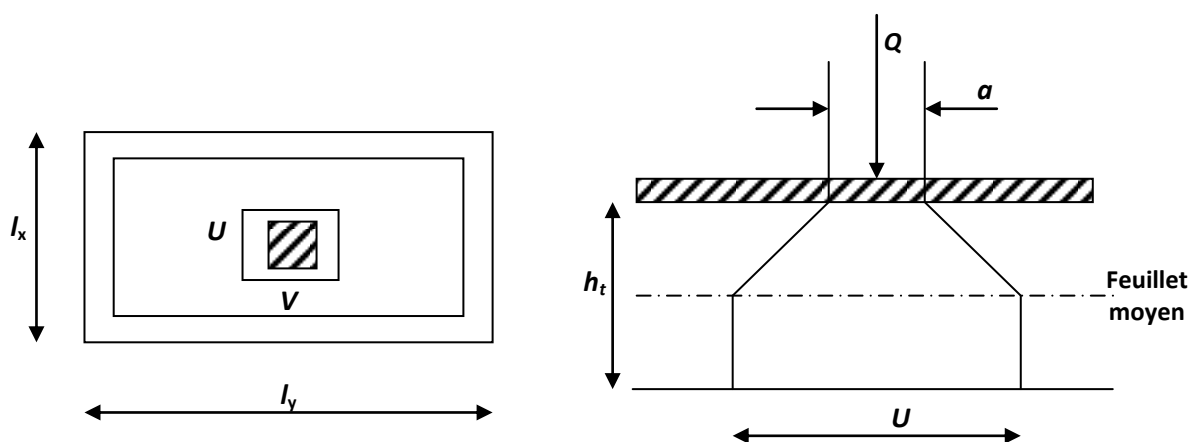
III.5. Salle machine

Le bâtiment comprend deux cages d'ascenseur, on va étudier une seule cage d'ascenseur. La surface de la cabine est $(3.20 \times 1.30 = 4.16 \text{ m}^2)$; La charge totale que le système de levage transmet est de 9t et d'une vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/S}$. L'emprise du système de levage est de $100 \times 100 \text{ cm}^2$.

III.5.1. Calcul de la dalle pleine

L'étude de dalle reposant librement sur le pourtour et soumise à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. La dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1.30 \text{ m}$ et $L_y = 3.20 \text{ m}$



a) Epaisseur de la dalle:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_{max}}{30}$

$$h_t \geq \frac{320}{30} = 10.66 \text{ cm}$$

NB:

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur : **ht=15cm.**

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + h_t \end{cases}$$

Avec: $\xi = 1$ car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage:

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P \end{cases}$$

Avec:

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{3.20} = 0.41$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

c) Détermination de M_1 et M_2

$$\frac{U}{l_x} = \frac{125}{130} = 0.96$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{125}{320} = 0.39$$

A l'aide des tableaux de PIGEAUD:

Pour $\rho = 0.4$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0.9 \\ \frac{V}{l_y} = 0.3 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M'_1 = 0.090 \\ M'_2 = 0.033 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 1 \\ \frac{V}{l_y} = 0.3 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M''_1 = 0.083 \\ M''_2 = 0.030 \end{cases}$$

$$\Delta\left(\frac{U}{l_x}\right) = 1 - 0.9 = 0.1$$

$$\begin{cases} \Delta M_1 = M''_1 - M'_1 = 0.083 - 0.090 = -0.007 \\ \Delta M_2 = M''_2 - M'_2 = 0.030 - 0.033 = -0.003 \end{cases}$$

$$\Delta\left(\frac{U}{l_x}\right) = 0.96 - 0.9 = 0.06$$

$$\Delta M_1 = \frac{0.06 \times (-0.007)}{0.1} = -0.0042$$

$$\Delta M_2 = \frac{0.06 \times (-0.003)}{0.1} = -0.0018$$

D'où le résultat :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.90 \\ \frac{U}{l_x} = 0.96 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = M'_1 + \Delta M_1 \\ M_2 = M'_2 + \Delta M_2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.090 - 0.0042 = 0.0858 \\ M_2 = 0.033 - 0.0018 = 0.0312 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1}

A l'ELU : $v = 0$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 1 = 123 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 123 \times 0.0858 = 10.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 123 \times 0.0312 = 3.83 \text{ kN.m}$$

d) Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :

➤ *calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2}*

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{3.20} = 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques en tire les résultats suivants :

$$\rho = 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1094 \\ \mu_y = 0.250 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

➤ *Poids propre de la dalle :*

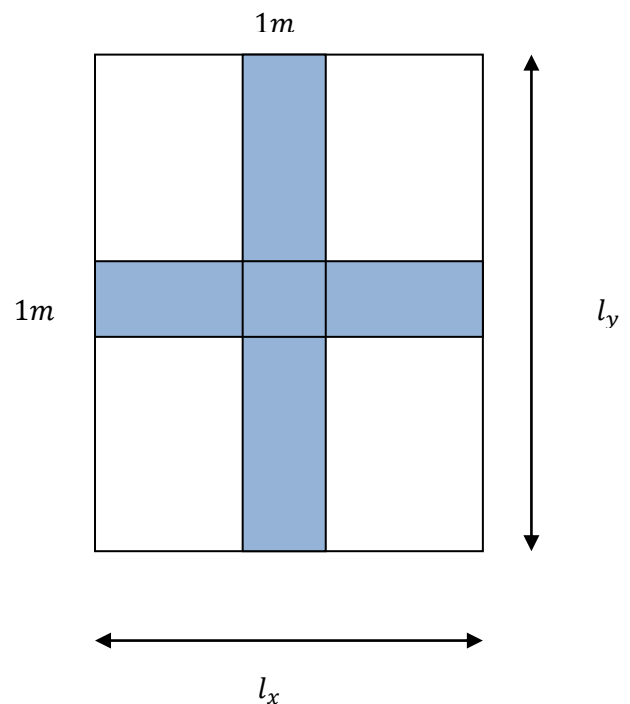
$$G = \gamma_b \times h_0 + \gamma_{rev} \times e$$

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

➤ *Combinaison des charges :*

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ kN/ml}$$



Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.1094 \times 8.04 \times 1.30^2 = 1.48 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0.250 \times 1.48 = 0.37 \text{ kN.m} \end{cases}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.55 + 1.48 = 12.03 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.83 + 0.37 = 4.20 \text{ kN.m}$$

■ Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des appuis, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

Dans notre cas les moments dans le sens l_x et l_y sont identiques, donc :

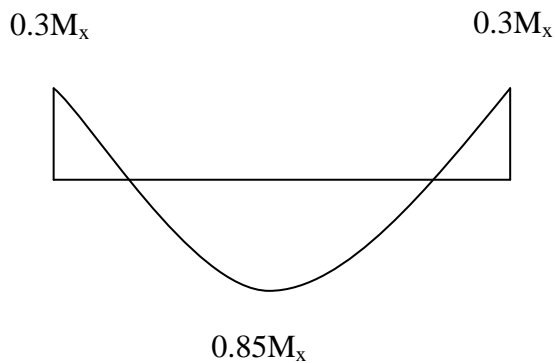


Diagramme dans le sens X-X et Y-Y

Sens x-x

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times 12.03 = 10.22 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = 0.30 \times 12.03 = 3.60 \text{ kN.m}$$

Sens y-y

$$\text{En travée : } M_t^y = 0.85 \times 4.20 = 3.57 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = 0.30 \times 4.20 = 1.26 \text{ kN.m}$$

III.5.2.Ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

➤ **Sens x-x**

❖ **En appui:** $M_a^x = 3.60 kN.m$

b= 100cm ; h= 15cm ; d= 13cm

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.60 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.015 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.60 \times 10^5}{0.992 \times 13 \times 34800} = 0.802 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8=2.01cm²** avec : **S_t = 25cm**

❖ **En travée:** $M_t^x = 10.22 kN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.22 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.042 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.22 \times 10^5}{0.979 \times 13 \times 34800} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **S_t = 25cm**

➤ **Sens y-y**

❖ **En appui:** $M_a^y = 1.26 kN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.26 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.005 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.26 \times 10^5}{0.997 \times 13 \times 34800} = 0.279 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8= 2.01cm²** avec : **S_t = 25cm**

❖ **En travée:** $M_t^y = 3.57 kN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.57 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.57 \times 10^5}{0.993 \times 13 \times 34800} = 0.794 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **S_t = 25cm**

III.5.3.Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

- **Armatures parallèles au petit côté : sens x-x**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \times \left(3 - \frac{1.30}{3.20} \right) = 1.55 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Aux appuis**

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **En travée**

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures parallèles au grand côté : sens y-y**

$$A_{st} \geq 0.0008 \times b \times h_t$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{st} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Aux appuis**

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **En travée**

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) diamètre maximale des barres

$$\text{On doit vérifier que } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres (Art A.5.1.22 CBA93)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h, 25\text{cm}) = \min (30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}.$

- Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}.$

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travées : $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

d) Condition de non poinçonnement

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée:

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 8.6\text{m}$$

$$0.045 \times 8.6 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 967.5\text{kN}$$

$$P_u = 123\text{kN} < 967.5\text{kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification au cisaillement

➤ effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)

les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

• Au milieu de l_x

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} \times 1\text{ml} = \frac{123}{2 \times 3.20 + 1.30} = 13.97\text{ kN}.$$

• Au milieu de l_y

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1\text{m} = \frac{123}{3 \times 3.20} = 12.81\text{ kN}$$

➤ Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{13.97 \times 10^4}{1000 \times 130} = 1.07\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.07 < 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Sans y-y:

$$\tau_u = \frac{12.81 \times 10^4}{1000 \times 130} = 0.98\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 < 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur les quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad \text{avec } M_{tx}: \text{Moment en travée de la dalle dans la direction «} l_x \text{»}.$$

M_x : Moment isostatique.

2) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} f_e$: Section d'armatures par bande de largeur égale à 1m.

Donc :

$$1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0.11 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{9.035}{20 \times 10.035} = 0.042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b \times d} = \frac{2.03}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions précédentes étant vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.4. Vérification à l'ELS

a) Moments engendrés par le système de levage

à L'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.0858$ et $M_2 = 0.0312$

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) q$$

$$M_{x1} = (0.0858 + 0.2 \times 0.0312) \times 90 = 8.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0312 + 0.2 \times 0.0858) \times 90 = 4.35 \text{ kN.m}$$

b) Moment engendrés par le poids propre de la dalle.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Avec: } q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/ml}$$

Tableau de PIGEAUD :

$$\rho = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1115 \\ \mu_y = 0.293 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} M_{x2} = 0.1115 \times 5.85 \times 1.30^2 = 1.136 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0.293 \times 1.136 = 0.333 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments résultant

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.28 + 1.136 = 9.39 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.35 + 0.333 = 4.68 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0.85** en travée et **0.3** aux appuis.

- **Aux appuis :**

- ❖ **En appui**

$$M_{xa} = 0.3M_x = 0.3 \times 9.39 = 2.817 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = 0.3M_y = 0.3 \times 4.68 = 1.40 \text{ kN.m}$$

- ❖ **En travée**

$$M_{xt} = 0.85M_x = 0.85 \times 9.39 = 7.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_y = 0.85 \times 4.68 = 3.97 \text{ kN.m}$$

d) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow k_1 = 48.29$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow k_1 = 48.29$$

- **Sens x-x**

$$\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{7.98 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 212.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

- **Sens y-y**

$$\sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \times d \times A_y} = \frac{3.93 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 104.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

- **En appui :**

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow \beta_1 = 0.935 \Rightarrow k_1 = 62.4$$

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow \beta_1 = 0.935 \Rightarrow k_1 = 62.4$$

- **Sens x-x**

$$\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{2.817 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 115.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

- **Sens y-y**

$$\sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 \times d \times A_y} = \frac{1.40 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 57.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

e)Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Sens x-x**

- ❖ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{212.26}{48.29} = 4.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

- ❖ **En appui**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{115.30}{62.4} = 1.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

- **Sens y-y**

- ❖ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{104.53}{48.29} = 2.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

- ❖ **En appui**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{57.30}{62.4} = 0.91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

III.5. Porte à faux

III.5.1. Introduction

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre, il est réalisé en dalle pleine.

III.5.2. Dimensionnement

Le calcul se fera comme une console sur une bande de 1 m.

Largeur : 1,50 m

Longueur : 8m

L'épaisseur de la dalle est donnée par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

e_p doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003)

On adopte $e_p = 15 \text{ cm}$

III.5.3. détermination des charges et surcharges

- Charge permanentes

Poids propre de la dalle : $G = 5.39 \text{ kN/ml}$

- Charge concentrée

Poids propre de la cloison (3.93m x 1m) : $G_m = 2.44 \times 3.93 = 9.58 \text{ kN}$

- Surcharge d'exploitation

$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

III.5.4. Calcul à l'état limite ultime ELU

Le porte à faux est calculé en flexion simple.

a) La combinaison des charges

Dalle : $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.52 \text{ kN/ml}$

Double cloison : $q_{u2} = 1.35 \times G_m = 1.35 \times 9.58 = 12.93 \text{ kN}$

b) Les sollicitations

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est

$$M_{u1} = -\frac{q_{u1} \times l^2}{2} = -\frac{12.52 \times 1.50^2}{2} = -14.08 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2}

$$M_{u2} = -q_{u2} \times l = -12.93 \times 1.50 = -19.39 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -33.47 \text{ kN.m}$$

- L'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 31.71 \text{ kN}$$

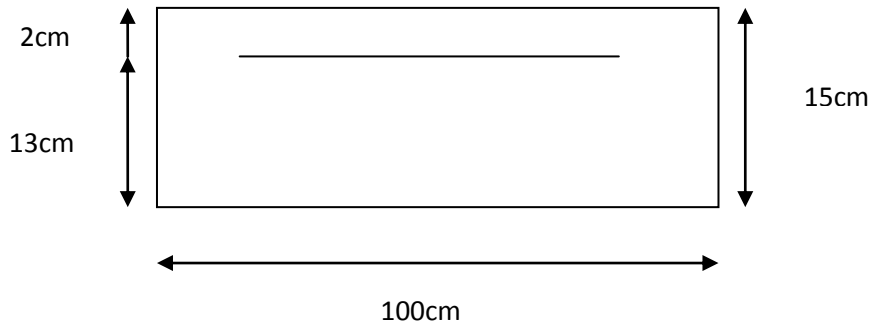
Remarque

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.5.5. Ferrailage

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Caractéristiques géométriques de la section



- **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{33.47 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.139 < \mu_1 = 0.391 \longrightarrow \text{SSA D'où } \beta = 0.969$$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33.47 \times 10^5}{0.969 \times 13 \times 34800} = 7.63 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\Phi 14 (A_s = 7.70 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.5.6. vérification à l'ELU

a) condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement: (Art A.5.1.1 CBA93)

- **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = 31.71 \text{ kN}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.71 \times 10}{100 \times 13} = 0.243 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4MPa \right\} = \min \{3.26; 4\} = 3.23MPa$$

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

c) Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa (\Psi_s = 1.5 \rightarrow HA)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8mm$$

$$\tau_{se} = \frac{31.71 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 219.8} = 1.23MPa$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- Armatures principales

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} \text{ Avec : } V_u = 31.71 kN$$

$$\frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{31.71 \times 10^3}{400/1.15} = 91.16mm^2 = 0.9116cm^2$$

$A_s = 7.70cm^2 > 0.9116cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

e) Ancrage des barres ((Art A.6.1.2.5 CBA93)

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

$$l_s = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38cm \\ l_s = 40\phi = 40 \times 14 = 56cm \end{array} \right. \longrightarrow l_s = 56cm$$

$$l_{cr} = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 56 = 22.4 cm \text{ Soit } l_{cr} = 23 cm$$

f) Ecartement des barres

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ $S_{t1} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ $S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

III.5.7 Vérification à l'ELS

a) Combinaison de charges

Dalle: $q_{s1} = G + Q = 5.39 + 3.5 = 8.89\text{kN/ml}$

Double cloison: $q_{s2} = 2.44 \times 3.93 = 9.58\text{kN/ml}$

b) Calcul du moment d'encastrement

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est

$$M_{qs1} = -\frac{q_{s1} \times l^2}{2} = -\frac{8.89 \times 1.50^2}{2} = -10\text{kN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2}

$$M_{qs2} = -q_{s2} \times l = -9.58 \times 1.50 = -14.37\text{kN.m}$$

- Le moment total

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 10 + 14.37 = 24.37\text{kN.m}$$

c) Vérification des contraintes

➤ Acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 13} = 0.592 \Rightarrow \beta_1 = 0.886 \text{ D'où } k_1 = 28.86$$

$$\sigma_s = \frac{24.37 \times 10^5}{0.886 \times 13 \times 770} = 274.78\text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{28.86} = 0.034$$

$$\sigma_b = 0.034 \times 274.78 = 9.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) vérification de l'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 CBA93)

$$f_v = \frac{M_{s \times} l^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f}_v$$

$$\text{Avec : } \bar{f}_v = \frac{l}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{ cm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I/AN}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.005$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \left(\frac{b_0}{b}\right)\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.005 \times (2 + 3)} = 4.2 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.68$$

$$I/AN = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15A_{st} (y_1 - c)^2$$

$$I_{xx} = bh \left(\frac{h}{2}\right) + 15A_{st} (h - d) = 100 \times 15 \left(\frac{15}{2}\right) + 15 \times 7.7 (15 - 13)$$

$$I_{xx} = 11481 \text{ cm}^3$$

➤ **La section totale homogénéisée :**

$$S_t = bh + 15A_{st} = 100 \times 15 + 15 \times 7.70 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

➤ **L'axe neutre est donné par :**

$$y_1 = \frac{I_{xx}}{S_t} = \frac{14811}{1615.5} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 7.9 \text{ cm}$$

$$I/AN = \frac{100}{3} ((7.10)^3 + (7.90)^3) + 15 \times 7.70 (7.1 - 2)^2 = 31369.15 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 348 + 2.1} = 0.405$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 31369.15}{1 + 0.4 \times 4.2 \times 0.405} = 20534.43 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{14.37 \times 10^3 \times 150^2}{4 \times 10818.86 \times 20534.43} = 0.36$$

$$f_v < \overline{f_v} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV

Etude de contreventement

Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin .Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

IV.1.Caractéristiques géométriques des voiles

Inertie des voiles :

- **Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \ll I_y \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)}$$

- **voiles transversaux :**

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l \times e^3}{12} \ll I_x \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$

Bloc I

➤ Sens transversal

Voile	L(m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VT 01	1.425	0.20	0.048	6.054
VT 02	1.425	0.20	0.048	
VT 03	1.425	0.20	0.048	
VT 04	2.05	0.20	0.14	
VT 05	3.525	0.20	0.73	
VT 06	4.9	0.20	1.96	
VT 07	4.9	0.20	1.96	
VT 08	3.225	0.20	0.56	
VT 09	3.225	0.20	0.56	

➤ Sens longitudinal

voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VL 01	1.55	0.20	0.062	3.18
VL 02	1.55	0.20	0.062	
VL 03	1.55	0.20	0.062	
VL 04	1.55	0.20	0.062	
VL 05	3.50	0.20	0.71	
VL 06	5.00	0.20	2.08	
VL 07	2.025	0.20	0.14	

Bloc II

➤ Sens transversal

voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VT 01	3.80	0.20	0.91	2.80
VT 02	3.80	0.20	0.91	
VT 03	3.80	0.20	0.91	
VT 04	1.60	0.20	0.068	

➤ Sens longitudinal

voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VL 01	2.375	0.20	0.23	1.45
VL 02	2.375	0.20	0.23	
VL 03	2.875	0.20	0.40	
VL 04	2.875	0.20	0.40	
VL 05	1.775	0.20	0.093	
VL 06	1.775	0.20	0.093	

Bloc III

➤ Sens transversal

voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VT 01	1.65	0.20	0.075	0.15
VT 02	1.65	0.20	0.075	

➤ Sens longitudinal

voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
VL 01	1.725	0.20	0.085	0.26
VL 02	1.725	0.20	0.085	
VL 03	1.725	0.20	0.085	

IV.2. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celles des portiques, nous allons utiliser la méthode exposés dans l'ouvrage d'Albert Fuentes« calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé» qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques .Pour déterminer cette inertie il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminée de l'ouvrage sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne à chaque niveau)

En fixant l'inertie du refend à 1m⁴ il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau pour les refends et pour les portiques.

a) Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ (m}^4\text{)}$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à un tonne à chaque étage) sera obtenu par la méthode du moment des aires. Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure au-dessous est donnée par

$$f = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{EI}$$

Avec :

S_i = surface du trapèze.

X_i = distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{b_i + b_{i+1}}{2} \times h$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

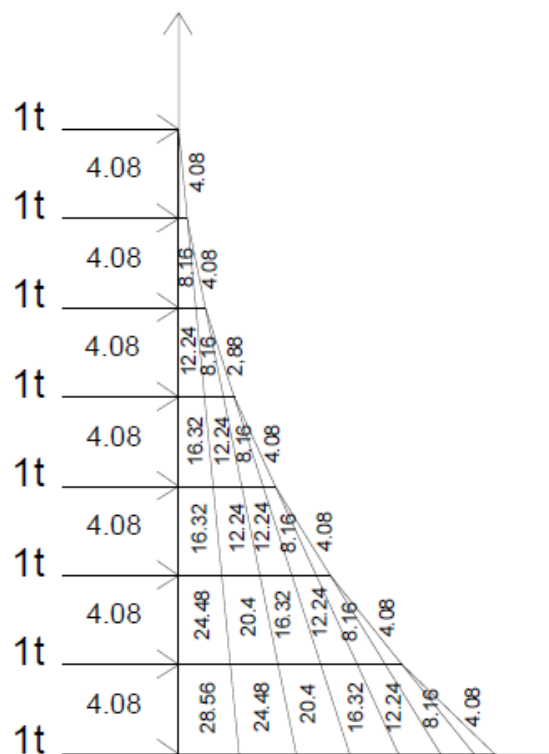
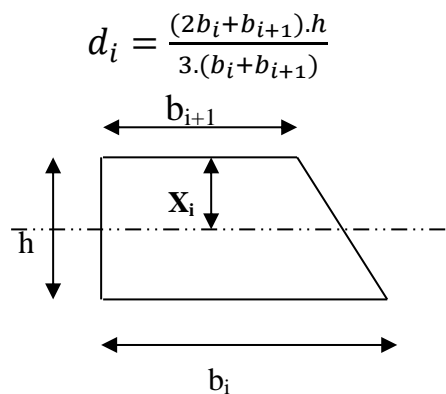


Fig.IV.1.Diagrammes des moments des aires

b) Fleche dans les refends (méthode des moments des aires) :

Bloc I et II :

Niveau	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	d _i (m)	S _i (m)	d _i * s _i (m ³)	$\sum S_i * d_i = EI \cdot f_i$
6	4.08	4.08	0.00	2.720	8.32	22.63	24411.33
5	4.08	12.24	4.08	2.379	33.29	79.19	19661.14
4	4.08	24.48	12.24	2.266	74.90	169.72	14997.62
3	4.08	40.8	24.48	2.209	133.17	294.17	10549.16
2	4.08	61.2	40.8	2.175	208.08	452.57	6519.58
1	4.08	85.68	61.2	2.153	299.63	645.10	3180.57
RDC	4.08	114.24	85.68	2.137	407.83	871.53	871.53

Bloc III :

Niveau	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	d _i (m)	S _i (m)	d _i * s _i (m ³)	$\sum S_i * d_i = EI \cdot f_i$
2	4.08	4.08	0.00	2.720	8.32	22.63	1018.56
1	4.08	12.24	4.08	2.379	33.29	79.19	554.5
RDC	4.08	24.48	12.24	2.266	74.90	169.72	169.72

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (S_i X_i) = \frac{871.53}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i x_i = \frac{3180.57}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i x_i = \frac{6519.58}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i x_i = \frac{10549.16}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i x_i = \frac{14997.62}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i x_i = \frac{19661.14}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i x_i = \frac{24411.33}{EI}$$

▪ Déplacement des portiques

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \psi_n \times h$ avec: $E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E_{\theta} + E_{\theta n-1}}{2}$

Le déplacement de chaque portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

▪ Rotation d'étage

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

avec: $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : Raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

▪ Inertie fictive

$$I_{ey} = \frac{f_n}{\sum \Delta n}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

Δ_n : Déplacement du portique au niveau i.

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Chapitre IV : Etude de contreventement

c) Inerties fictives des portiques :

Bloc I :

➤ Sens longitudinal :

Niv	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{eiy}
06	1-1	0.00	4.08	3.38	1.08	157.40	415.4	1694.8	23176	24411.3	1.05
	2-2	0.00	4.08	10.1	6.42	26.47	389.3	1488.3	42991.5		0.56
	3-3	0.00	4.08	10.1	6.42	26.47	389.3	1488.3	36458.8		0.67
	4-4	0.00	4.08	10.1	6.42	26.47	389.3	1488.3	36458.8		
	5-5	0.00	4.08	10.1	6.42	26.47	389.3	1488.3	36458.8		
05	1-1	4.08	8.16	3.38	1.08	472.22	830.8	3389.6	21481.2	19661.1	0.91
	2-2	4.08	8.16	10.1	6.42	79.43	779.1	3178.7	41503.2		0.47
	3-3	4.08	8.16	10.1	6.42	79.43	779.1	3178.7	34970.5		0.56
	4-4	4.08	8.16	10.1	6.42	79.43	779.1	3178.7	34970.5		
	5-5	4.08	8.16	10.1	6.42	79.43	779.1	3178.7	34970.5		
04	1-1	8.16	12.24	3.38	1.08	787.03	1246.1	5084.1	18091.6	14997.6	0.83
	2-2	8.16	12.24	10.1	6.42	132.39	1168.7	4768.3	38324.5		0.39
	3-3	8.16	12.24	10.1	6.42	132.39	1168.7	4768.3	31791.8		0.47
	4-4	8.16	12.24	10.1	6.42	132.39	1168.7	4768.3	31791.8		
	5-5	8.16	12.24	10.1	6.42	132.39	1168.7	4768.3	31791.8		
03	1-1	12.24	16.32	3.38	1.08	1101.8	1137.1	4639.4	13007.5	10549.2	0.81
	2-2	12.24	16.32	10.1	6.42	185.35	1558.3	6357.8	33556.2		0.31
	3-3	12.24	16.32	10.1	6.42	185.35	1558.3	6357.8	27023.5		0.39
	4-4	12.24	16.32	10.1	6.42	185.35	1558.3	6357.8	27023.5		
	5-5	12.24	16.32	10.1	6.42	185.35	1558.3	6357.8	27023.5		
02	1-1	16.32	20.4	6.76	4.16	367.78	680.1	2774.8	8368.1	6519.58	0.78
	2-2	16.32	20.4	10.1	6.42	238.31	1960.6	7999.2	27198.4		0.24
	3-3	16.32	20.4	10.1	6.42	238.31	1960.6	7999.2	20665.7		0.31
	4-4	16.32	20.4	10.1	6.42	238.31	1960.6	7999.2	20665.7		
	5-5	16.32	20.4	10.1	6.42	238.31	1960.6	7999.2	20665.7		
	1-1	20.4	24.48	8.4	4.16	489.58	753.2	3073.1	5593.3		0.57
01	2-2	20.4	24.48	10.1	6.42	316.74	2350.2	9588.8	19199.2	3180.57	0.16
	3-3	20.4	24.48	10.1	6.42	316.74	2350.2	2350.2	12666.5		0.25
	4-4	20.4	24.48	10.1	6.42	316.74	2350.2	2350.2	12666.5		
	5-5	20.4	24.48	10.1	6.42	316.74	2350.2	2350.2	12666.5		
RDC	1-1	24.48	28.56	6.76	4.16	531.25	617.69	2520.2	2520.2	871.53	0.35
	2-2	24.48	28.56	10.9	6.42	344.23	2355.5	9610.4	9610.4		0.09
	3-3	24.48	28.56	10.1	6.42	344.23	2528.5	10316.3	10316.3		0.08
	4-4	24.48	28.56	10.1	6.42	344.23	2528.5	10316.3	10316.3		
	5-5	24.48	28.56	10.1	6.42	344.23	2528.5	10316.3	10316.3		

Chapitre IV : Etude de contreventement

➤ Sens transversal

Niv	Portiq	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{ey}
06	A-A	0.00	4.08	6.7	1.43	118.88	288.5	1177.1	29796.2	24411.3	0.82
	B-B	0.00	4.08	6.7	1.43	118.88	288.5	1177.1	29796.2		1.10
	C-C	0.00	4.08	6.7	1.43	118.88	288.5	1177.1	22159.3		
	D-D	0.00	4.08	8.4	2.43	69.95	180.4	736.03	18646.3		1.30
	E-E	0.00	4.08	8.4	2.43	69.95	180.4	736.03	18646.3		1.10
	F-F	0.00	4.08	6.7	1.43	118.88	288.5	1177.1	22159.3		
05	A-A	4.08	8.16	6.7	1.43	356.64	577.0	2354.2	28619.1	19661.1	0.68
	B-B	4.08	8.16	6.7	1.43	356.64	577.0	2354.2	28619.1		0.93
	C-C	4.08	8.16	6.7	1.43	356.64	577.0	2354.2	20982.2		
	D-D	4.08	8.16	8.4	2.43	209.87	360.7	1471.6	17910.3		1.09
	E-E	4.08	8.16	8.4	2.43	209.87	360.7	1471.6	17910.3		0.93
	F-F	4.08	8.16	6.7	1.43	356.64	577.0	2354.2	20982.2		
04	A-A	8.16	12.24	6.7	1.43	594.40	865.5	3531.2	26264.9	14997.6	0.57
	B-B	8.16	12.24	6.7	1.43	594.40	865.5	3531.2	26264.9		0.80
	C-C	8.16	12.24	6.7	1.43	594.40	865.5	3531.2	18628		
	D-D	8.16	12.24	8.4	2.43	349.79	541.2	2208.1	16438.7		0.91
	E-E	8.16	12.24	8.4	2.43	349.79	541.2	2208.1	16438.7		0.80
	F-F	8.16	12.24	6.7	1.43	594.40	865.5	3531.2	18628		
03	A-A	12.24	16.32	6.7	1.43	832.16	1154	4708.3	22733.7	10549.2	0.46
	B-B	12.24	16.32	6.7	1.43	832.16	1154	4708.3	22733.7		0.69
	C-C	12.24	16.32	6.7	1.43	832.16	933.8	3809.9	15096.8		
	D-D	12.24	16.32	8.4	2.43	489.71	721.5	2943.7	14230.6		0.74
	E-E	12.24	16.32	8.4	2.43	489.71	721.5	2943.7	14230.6		0.69
	F-F	12.24	16.32	6.7	1.43	832.16	933.8	3809.9	15096.8		
02	A-A	16.32	20.4	6.7	1.43	1069.9	1501	6124.1	18025.4	6519.58	0.36
	B-B	16.32	20.4	6.7	1.43	1069.9	1501	6124.1	18025.4		0.57
	C-C	16.32	20.4	8.4	2.43	629.62	936.2	3819.7	11286.9		
	D-D	16.32	20.4	8.4	2.43	629.62	936.2	3819.7	11286.9		
	E-E	16.32	20.4	8.4	2.43	629.62	936.2	3819.7	11286.9		
	F-F	16.32	20.4	8.4	2.43	629.62	936.2	3819.7	11286.9		
01	A-A	20.4	24.48	6.7	1.43	1424.2	1789	7299.1	11901.3	3180.57	0.26
	B-B	20.4	24.48	6.7	1.43	1424.2	1789	7299.1	11901.3		0.42
	C-C	20.4	24.48	8.8	2.43	838.13	1105	4508.4	7467.2		
	D-D	20.4	24.48	8.8	2.43	838.13	1105	4508.4	7467.2		
	E-E	20.4	24.48	8.8	2.43	838.13	1105	4508.4	7467.2		
	F-F	20.4	24.48	8.8	2.43	838.13	1105	4508.4	7467.2		
RDC	A-A	24.48	28.56	6.7	1.43	1545.4	1128	4602.2	4602.2	871.53	0.18
	B-B	24.48	28.56	6.7	1.43	1545.4	1128	4602.2	4602.2		0.29
	C-C	24.48	28.56	8.8	2.43	909.46	725.2	2958.8	2958.8		
	D-D	24.48	28.56	9.2	2.43	909.46	713.4	2910.8	2958.8		
	E-E	24.48	28.56	9.2	2.43	909.46	713.4	2910.8	2958.8		
	F-F	24.48	28.56	8.8	2.43	909.46	725.2	2958.8	2958.8		

Chapitre IV : Etude de contreventement

Bloc II

➤ Sens longitudinal

Niv	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{eiy}
06	A-A	0.00	4.08	2.9	1.43	118.88	355	1448.4	37392	24411.3	1.53
	B-B	0.00	4.08	2.9	1.43	118.88	355	1448.4	37392		
	C-C	0.00	4.08	2.9	1.43	118.88	355	1448.4	37392		
	D-D	0.00	4.08	2.9	1.43	118.88	355	1448.4	37392		
05	A-A	4.08	8.16	2.9	1.43	356.64	710	2896.8	35943.6	19661.1	0.54
	B-B	4.08	8.16	2.9	1.43	356.64	710	2896.8	35943.6		
	C-C	4.08	8.16	2.9	1.43	356.64	710	2896.8	35943.6		
	D-D	4.08	8.16	2.9	1.43	356.64	710	2896.8	35943.6		
04	A-A	8.16	12.24	2.9	1.43	594.40	1065	4345.2	33046.8	14997.6	0.45
	B-B	8.16	12.24	2.9	1.43	594.40	1065	4345.2	33046.8		
	C-C	8.16	12.24	2.9	1.43	594.40	1065	4345.2	33046.8		
	D-D	8.16	12.24	2.9	1.43	594.40	1065	4345.2	33046.8		
03	A-A	12.24	16.32	2.9	1.43	832.16	1419.9	5793.2	28701.6	10549.2	0.36
	B-B	12.24	16.32	2.9	1.43	832.16	1419.9	5793.2	28701.6		
	C-C	12.24	16.32	2.9	1.43	832.16	1419.9	5793.2	28701.6		
	D-D	12.24	16.32	2.9	1.43	832.16	1419.9	5793.2	28701.6		
02	A-A	16.32	20.4	2.9	1.43	1069.9	1833.2	7479.5	22908.4	6519.58	0.28
	B-B	16.32	20.4	2.9	1.43	1069.9	1833.2	7479.5	22908.4		
	C-C	16.32	20.4	2.9	1.43	1069.9	1833.2	7479.5	22908.4		
	D-D	16.32	20.4	2.9	1.43	1069.9	1833.2	7479.5	22908.4		
01	A-A	20.4	24.48	2.9	1.43	1424.2	2188.2	8927.8	15428.9	3180.57	0.20
	B-B	20.4	24.48	2.9	1.43	1424.2	2188.2	8927.8	15428.9		
	C-C	20.4	24.48	2.9	1.43	1424.2	2188.2	8927.8	15428.9		
	D-D	20.4	24.48	2.9	1.43	1424.2	2188.2	8927.8	15428.9		
RDC	A-A	24.48	28.56	2.9	1.43	1545.4	1593.4	6501.1	6501.1	871.53	0.13
	B-B	24.48	28.56	2.9	1.43	1545.4	1593.4	6501.1	6501.1		
	C-C	24.48	28.56	2.9	1.43	1545.4	1593.4	6501.1	6501.1		
	D-D	24.48	28.56	2.9	1.43	1545.4	1593.4	6501.1	6501.1		

➤ Sens transversal

Niv	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{eiy}
06	1-1	0.00	4.08	2.9	1.39	122.30	361.8	1476.1	38082.1	24411.3	0.64
	2-2	0.00	4.08	2.9	1.39	122.30	361.8	1476.1	38082.1		
	3-3	0.00	4.08	2.9	1.39	122.30	361.8	1476.1	38082.1		
	4-4	0.00	4.08	2.9	1.39	122.30	361.8	1476.1	38082.1		
05	1-1	4.08	8.16	2.9	1.39	366.90	723.6	2952.2	36606	19661.1	0.53
	2-2	4.08	8.16	2.9	1.39	366.90	723.6	2952.2	36606		
	3-3	4.08	8.16	2.9	1.39	366.90	723.6	2952.2	36606		
	4-4	4.08	8.16	2.9	1.39	366.90	723.6	2952.2	36606		
04	1-1	8.16	12.24	2.9	1.39	611.51	1085.5	4428.8	33653.8	14997.6	0.44
	2-2	8.16	12.24	2.9	1.39	611.51	1085.5	4428.8	33653.8		
	3-3	8.16	12.24	2.9	1.39	611.51	1085.5	4428.8	33653.8		
	4-4	8.16	12.24	2.9	1.39	611.51	1085.5	4428.8	33653.8		
03	1-1	12.24	16.32	2.9	1.39	856.11	1447.4	5905.4	29225	10549.2	0.36
	2-2	12.24	16.32	2.9	1.39	856.11	1447.4	5905.4	29225		
	3-3	12.24	16.32	2.9	1.39	856.11	1447.4	5905.4	29225		
	4-4	12.24	16.32	2.9	1.39	856.11	1447.4	5905.4	29225		
02	1-1	16.32	20.4	2.9	1.39	1100.7	1869.1	7625.9	23319.6	6519.58	0.27
	2-2	16.32	20.4	2.9	1.39	1100.7	1869.1	7625.9	23319.6		

Chapitre IV : Etude de contreventement

	3-3	16.32	20.4	2.9	1.39	1100.7	1869.1	7625.9	23319.6		
	4-4	16.32	20.4	2.9	1.39	1100.7	1869.1	7625.9	23319.6		
01	1-1	20.4	24.48	2.9	1.39	1465.2	2230.9	9102.1	15693.7	3180.57	0.20
	2-2	20.4	24.48	2.9	1.39	1465.2	2230.9	9102.1	15693.7		
	3-3	20.4	24.48	2.9	1.39	1465.2	2230.9	9102.1	15693.7		
	4-4	20.4	24.48	2.9	1.39	1465.2	2230.9	9102.1	15693.7		
RDC	1-1	24.48	28.56	2.9	1.39	1589.9	1615.6	6591.6	6591.6	871.53	0.13
	2-2	24.48	28.56	2.9	1.39	1589.9	1615.6	6591.6	6591.6		
	3-3	24.48	28.56	2.9	1.39	1589.9	1615.6	6591.6	6591.6		
	4-4	24.48	28.56	2.9	1.39	1589.9	1615.6	6591.6	6591.6		

Bloc III

➤ Sens longitudinal

Niv	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{eiy}
02	1-1	0.00	4.08	15.2	1.4	121.42	472	1925.8	9709.3	1018.56	0.11
	2-2	0.00	4.08	15.2	1.4	121.42	472	1925.8	9709.3		
01	1-1	4.08	8.16	15.2	1.4	364.28	933.1	3807.1	7783.5	554.50	0.071
	2-2	4.08	8.16	15.2	1.4	364.28	933.1	3807.1	7783.5		
RDC	1-1	8.16	12.24	15.2	1.4	607.14	974.6	3976.4	3976.4	169.72	0.045
	2-2	8.16	12.24	15.2	1.4	607.14	974.6	3976.4	3976.4		

➤ Sens transversal

Niv	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_p$	$\sum K_t$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_I	I_{eiy}
02	A-A	0.00	4.08	7.6	1.30	130.76	306.2	1249.3	5629.8	1018.56	0.19
	B-B	0.00	4.08	7.6	1.30	130.76	306.2	1249.3	5629.8		
	C-C	0.00	4.08	7.6	1.30	130.76	306.2	1249.3	5629.8		
	D-D	0.00	4.08	7.6	1.30	130.76	306.2	1249.3	5629.8		
01	A-A	4.08	8.16	7.6	1.30	392.30	612.52	2499.1	4380.5	554.50	0.13
	B-B	4.08	8.16	7.6	1.30	392.30	612.52	2499.1	4380.5		
	C-C	4.08	8.16	7.6	1.30	392.30	612.52	2499.1	4380.5		
	D-D	4.08	8.16	7.6	1.30	392.30	612.52	2499.1	4380.5		
RDC	A-A	8.16	12.24	7.6	1.30	653.84	461.13	1881.4	1881.4	169.72	0.09
	B-B	8.16	12.24	7.6	1.30	653.84	461.13	1881.4	1881.4		
	C-C	8.16	12.24	7.6	1.30	653.84	461.13	1881.4	1881.4		
	D-D	8.16	12.24	7.6	1.30	653.84	461.13	1881.4	1881.4		

Avec :

$$\sum K_p \times 10^{-3} \quad , \quad \sum K_t \times 10^{-3}$$

IV.3. Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques

Bloc I

➤ Sens longitudinal

Inertie totale (voiles + portiques).....	5.43 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	3.18 [m ⁴]	58.56 %
Inertie des portiques.....	2.25 [m ⁴]	41.43 %

➤ Sens transversal

Inertie totale (voiles + portiques).....	9.904 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	6.054 [m ⁴]	61.13 %
Inertie des portiques.....	3.85 [m ⁴]	38.87 %

Bloc II

➤ Sens longitudinal

Inertie totale (voiles + portiques).....	3.44 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	1.45 [m ⁴]	42.15 %
Inertie des portiques.....	1.99 [m ⁴]	57.85 %

➤ Sens transversal

Inertie totale (voiles + portiques).....	4.28 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	2.80 [m ⁴]	65.42 %
Inertie des portiques.....	1.48 [m ⁴]	34.58 %

Bloc III

➤ Sens longitudinal

Inertie totale (voiles + portiques).....	0.31 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	0.15 [m ⁴]	48.38%
Inertie des portiques.....	0.16 [m ⁴]	51.62 %

➤ Sens transversal

Inertie totale (voiles + portiques).....	0.77 [m ⁴]	100 %
Inertie des voiles	0.26 [m ⁴]	33.76 %
Inertie des portiques.....	0.51 [m ⁴]	66.24 %

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que :

Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25% tel que prévu par le RPA99 version 2003, de l'inertie totale de la structure cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile portique d'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3.RPA 99

Chapitre V

Modélisation de la structure

Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile. On peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.1.Principes de la méthode des éléments finis:

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

V.2. Description du logiciel 'ETABS' :

ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Loads : charge

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.3 Etapes de modélisation

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

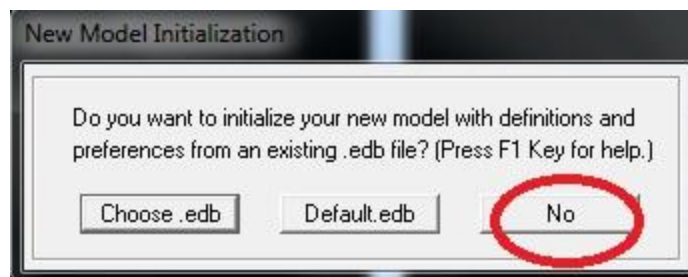
▪ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne kN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



▪ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

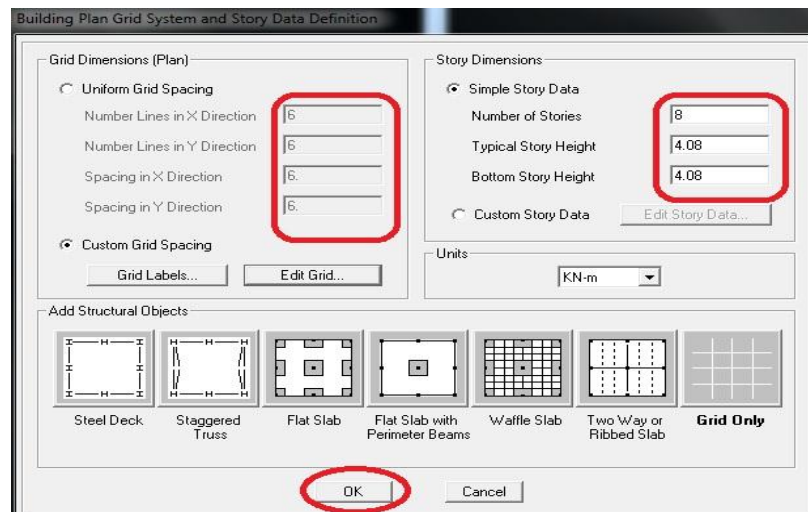


Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre d'étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

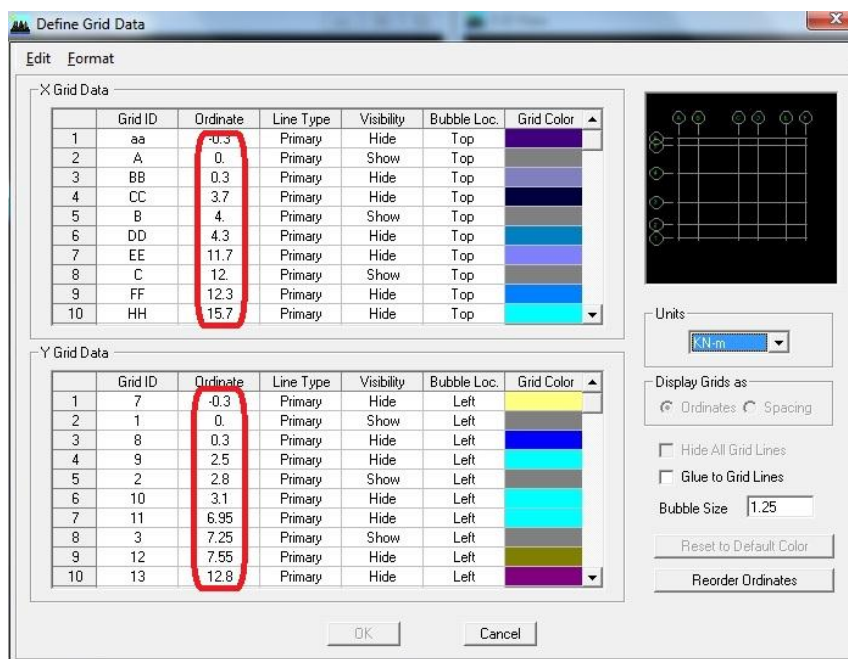


■ Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	ETAGE6	4.08	31.62	Yes		No	0.
8	ETAGE5	4.08	27.54	No	ETAGE6	No	0.
7	ETAGE4	4.08	23.46	No	ETAGE6	No	0.
6	ETAGE3	4.08	19.38	No	ETAGE6	No	0.
5	ETAGE2	4.08	15.3	No	ETAGE6	No	0.
4	ETAGE 1	4.08	11.22	No	ETAGE6	No	0.
3	RDC	4.08	7.14	No	ETAGE6	No	0.
2	S SOL	3.06	3.06	No	ETAGE6	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows:

Height: 4.08 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes on** sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Material Property Data

Material Name: CONC

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume: 2.5
 Weight per unit Volume: 25.
 Modulus of Elasticity: 32164200.
 Poisson's Ratio: 0.2
 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 Shear Modulus: 13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000000.
 Bending Reinf. Yield Stress, fy: 4.000E+08
 Shear Reinf. Yield Stress, fys: 4.000E+08

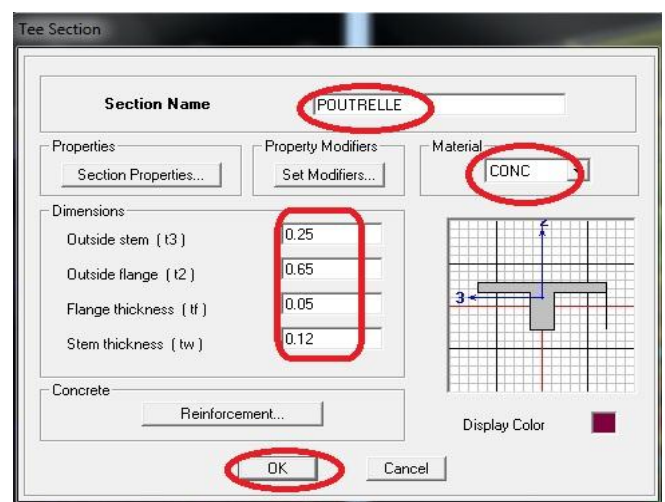
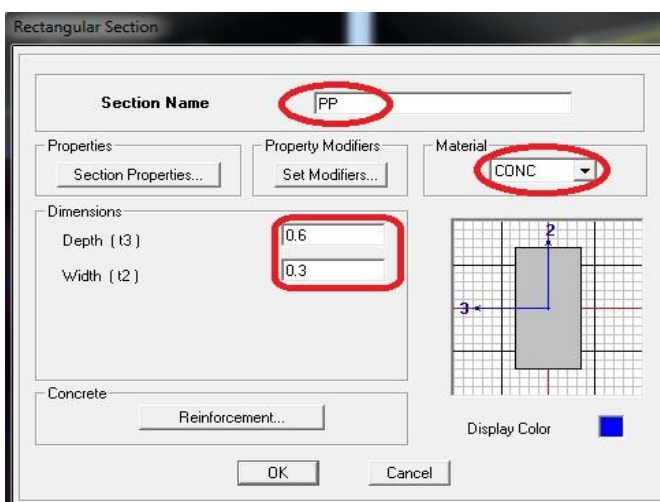
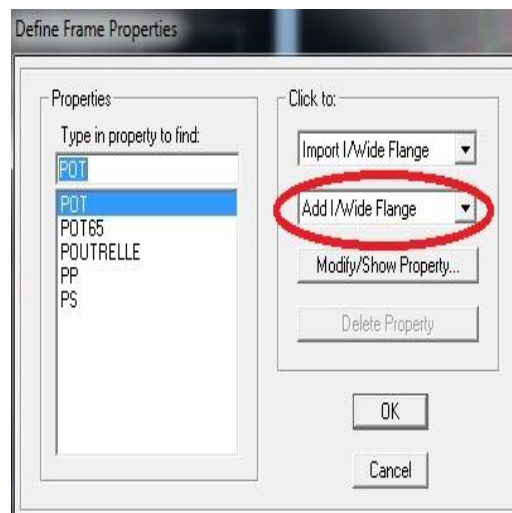
Lightweight Concrete: ☐
 Shear Strength Reduc. Factor:

OK Cancel

3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante : Nous choisissons le menu **Define** puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).




Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.


♦ Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en


utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :


Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un clique suffira pour le tracer)



Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

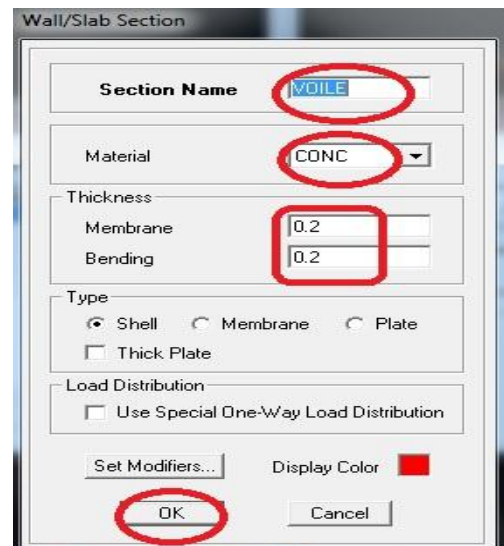
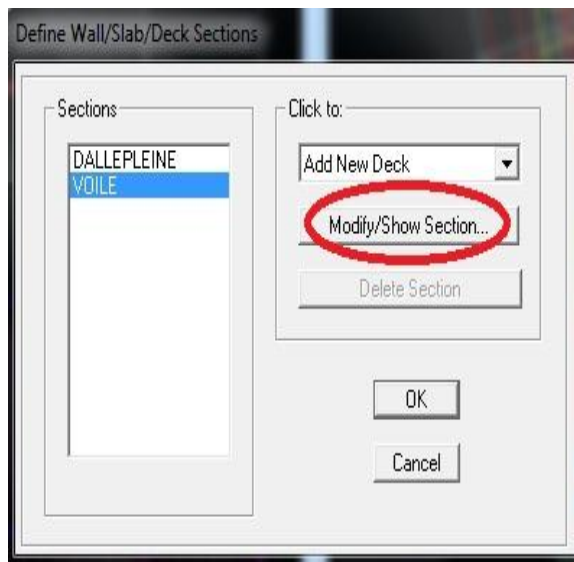
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches


qui se trouvent dans la barre d'outils 

Voile :

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck** section cliquer sur Add New Wall pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.



Pour ajouter des voiles :

Cliquer su  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Pour tracer le voile librement on choisit


Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

Appuis :

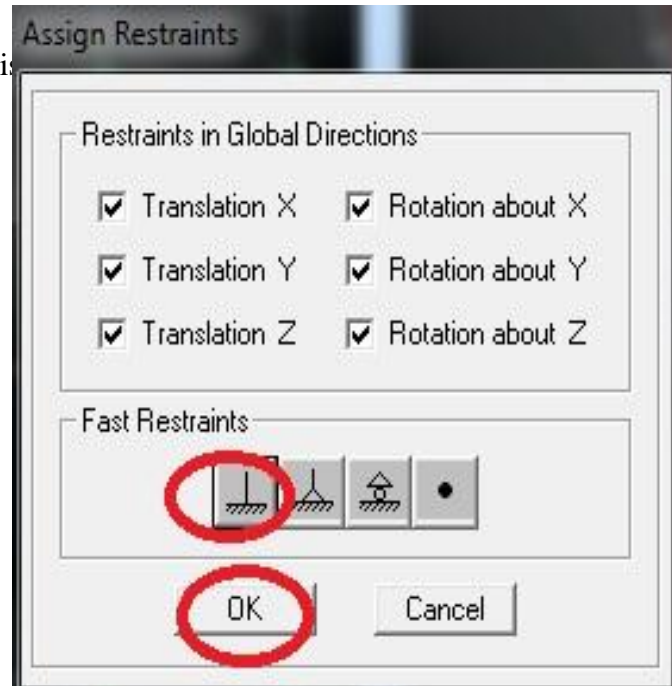
Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un noeud quelconque. Pour les autres noeuds :

Translation dans le sens de X	(décoché)
Translation dans le sens de Y	(décoché)
Rotation autour de Z	(décoché)



Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)

♦ Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

Pour créer ces masses on passe par **define mass source**, une fenêtre apparaîtra.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de structure. Pour notre cas $\beta = 1$

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

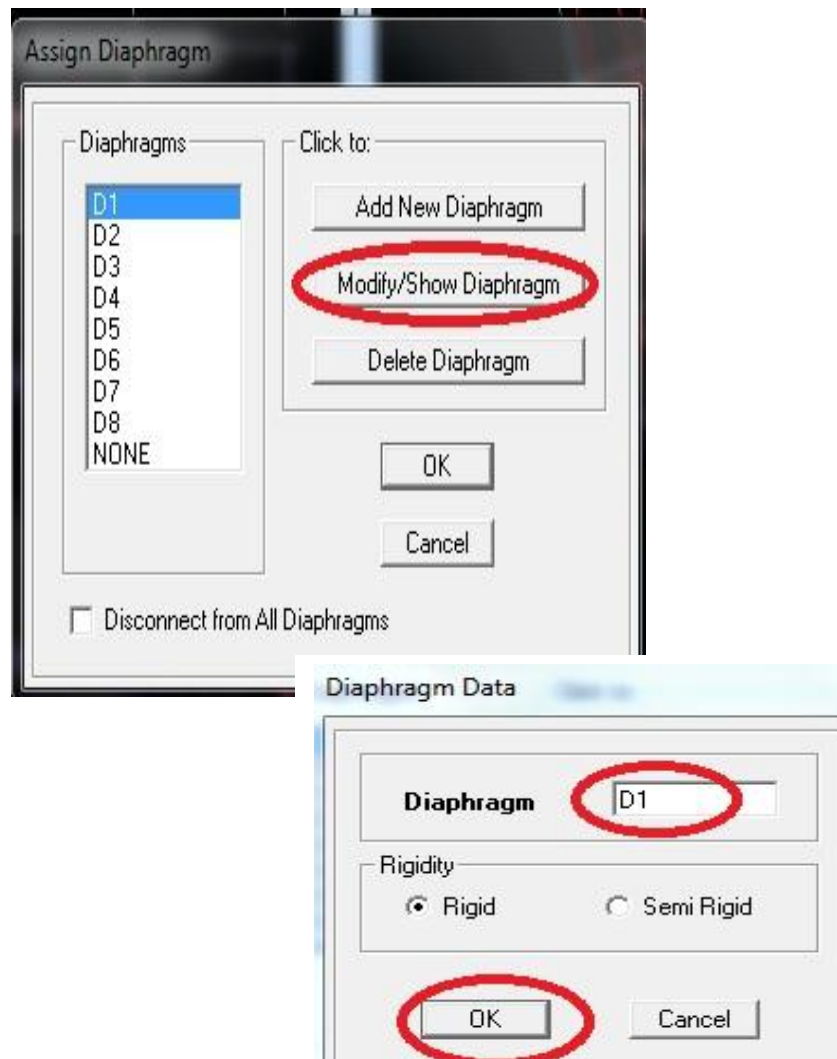
♦ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y.

Dans le menu, déroulant : **Assign/point-rigid diaphragm**

On choisit Add **NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : étage 1, OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

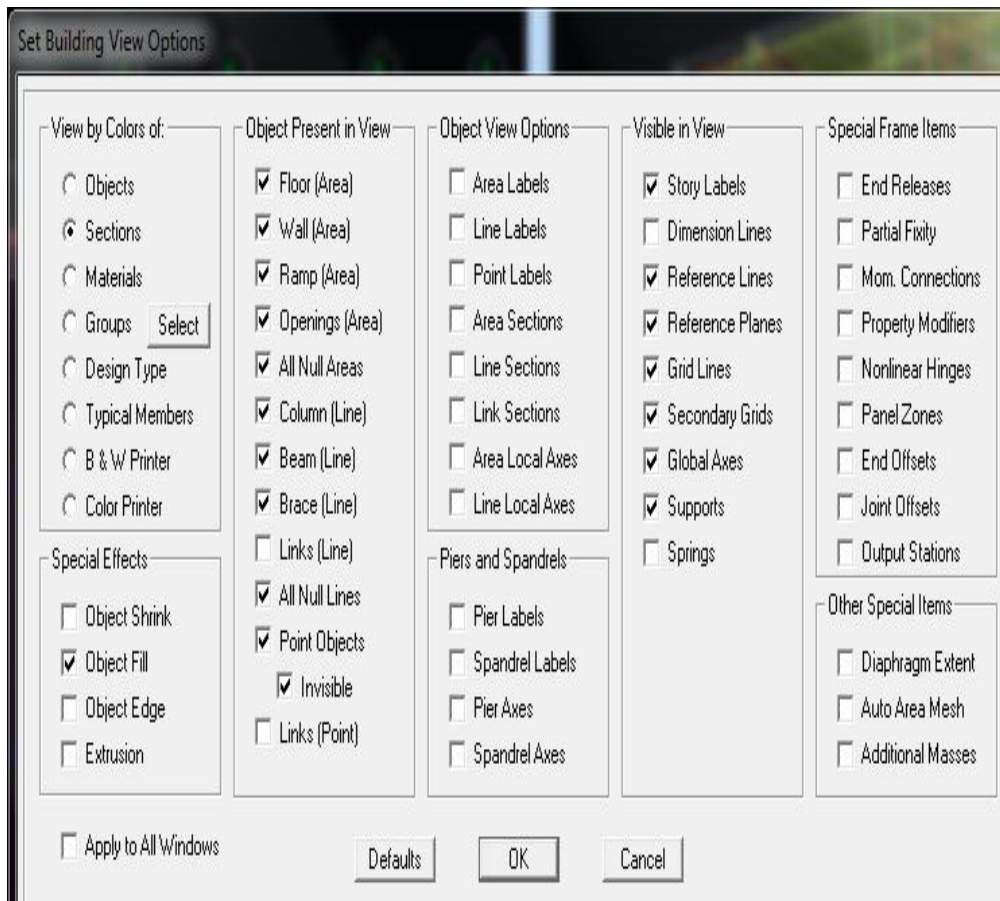
Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des noeuds 'labels), Restreints : **d.d.l**, **Constraints** : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, **Hide** pour faire cacher l'élément.



5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charge statique (G et Q) :

pour les définir on clique sur : **Define/Load Cases**.

- **Charges permanentes** :Load Name (Nom de la charge): **G**

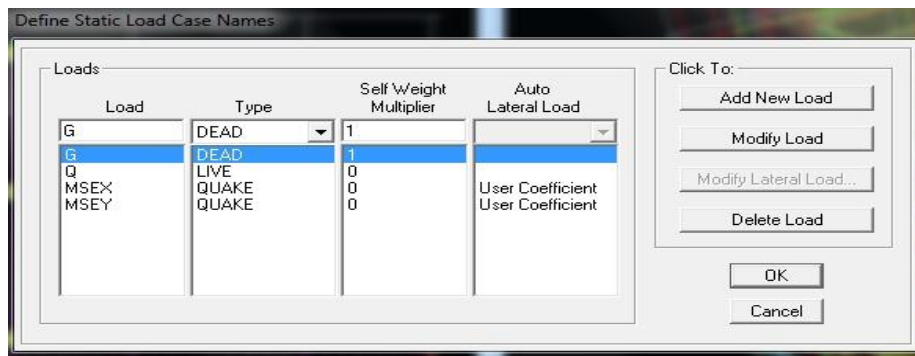
Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation** :Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



◆ Chargement :

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur

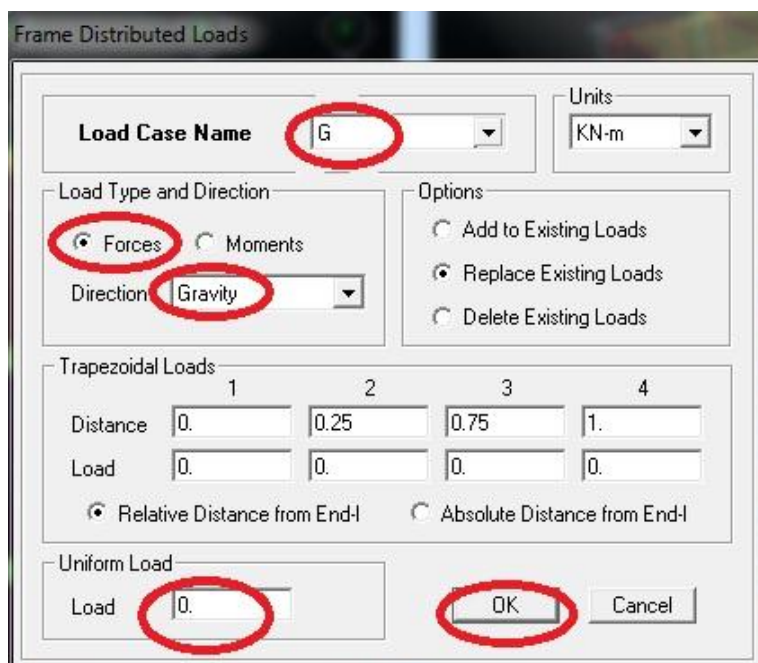


qui se trouve sur la barre

d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



On charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

♦ Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)


Groupe d'usage : 1B (bâtiments bibliothèque, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coefficient du comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction

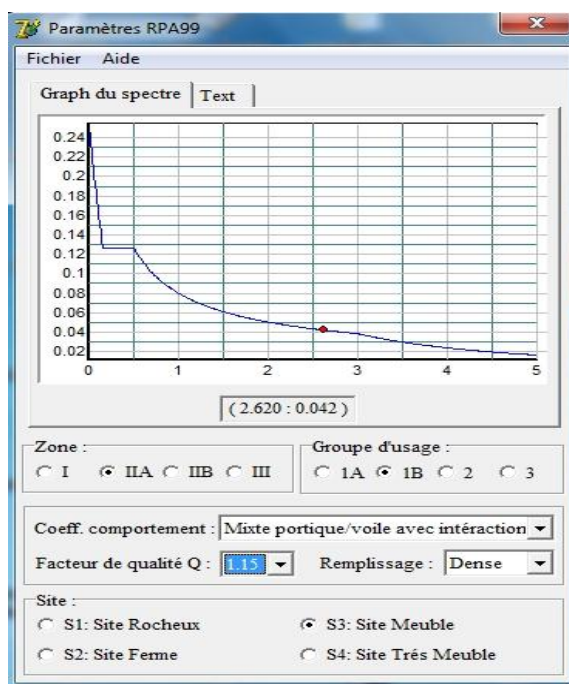
Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): $Q=1.15$

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône  .

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

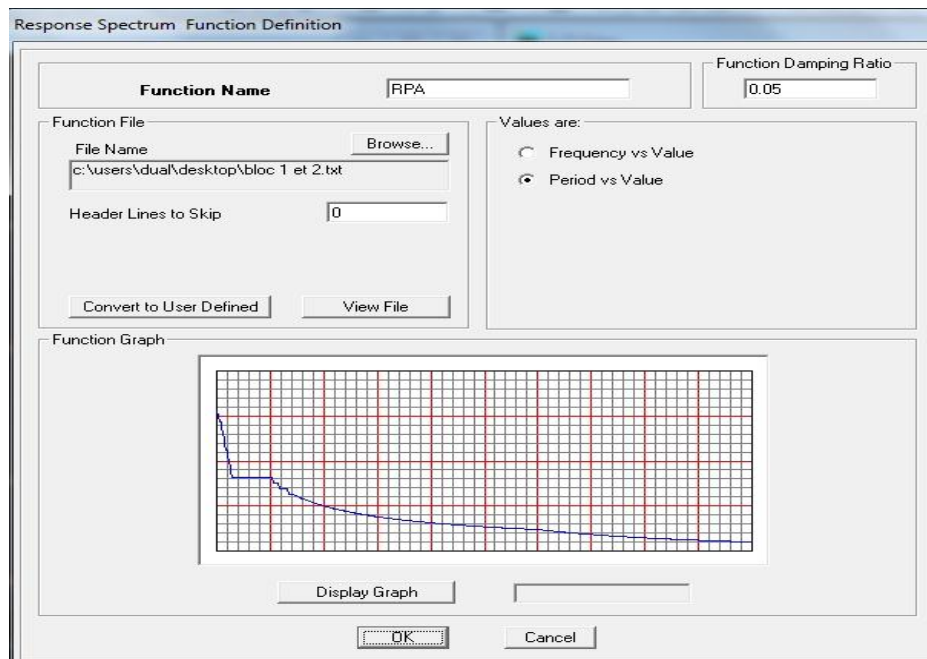


Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

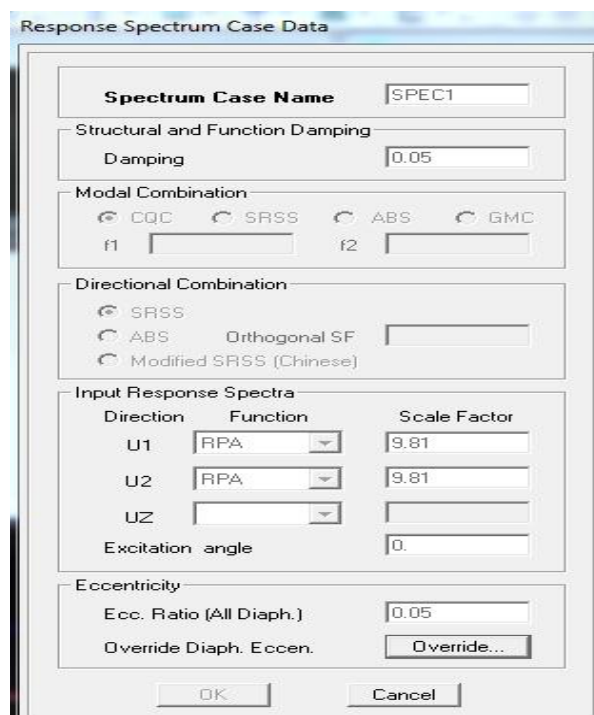
Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

- Define/ Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) :

Choisir G dans la Case Name, introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name, introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

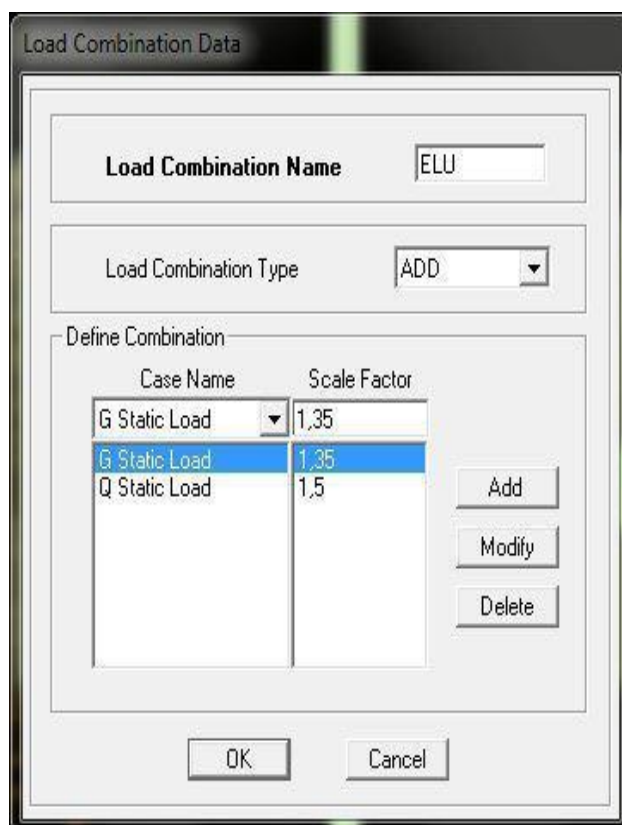
Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations** pour définir une autre combinaison et on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec Modify

▪ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$



Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

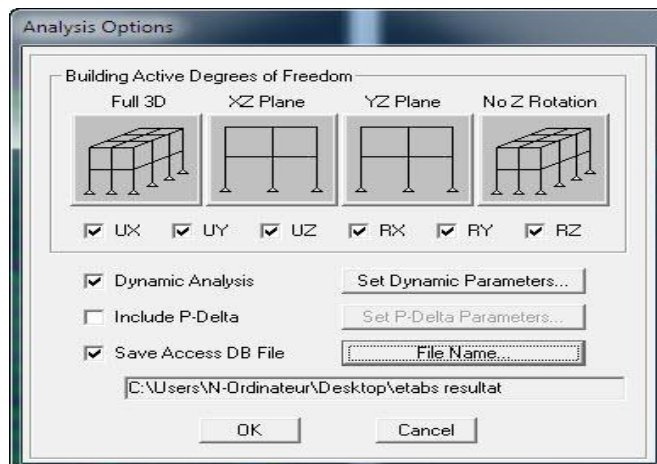
08GE : $0.8G\pm E$

Septième étape :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

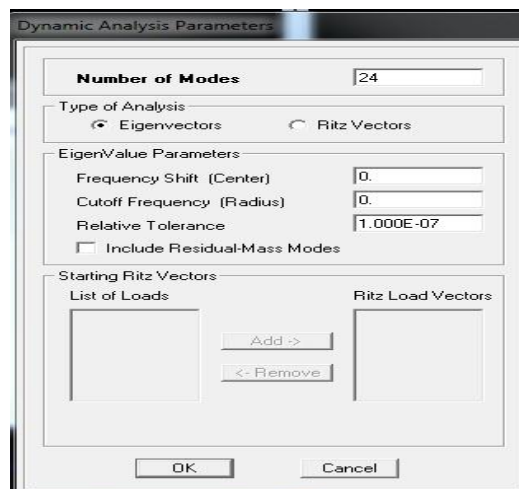
Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit Number of Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de Analysis option



Huitièmes étape :

Exécution :

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

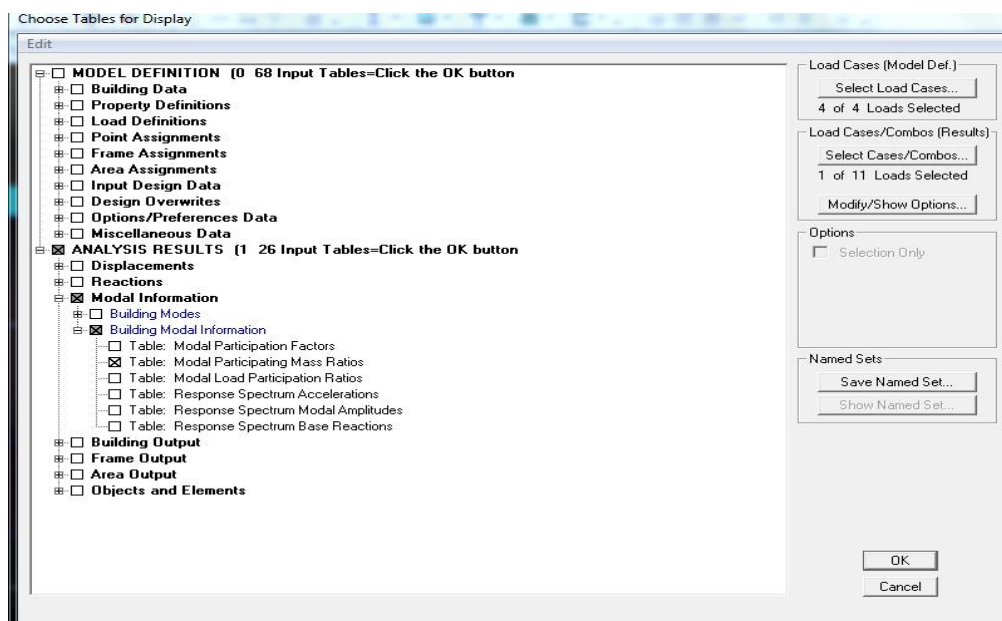
L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec :

File /Save as

V-Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



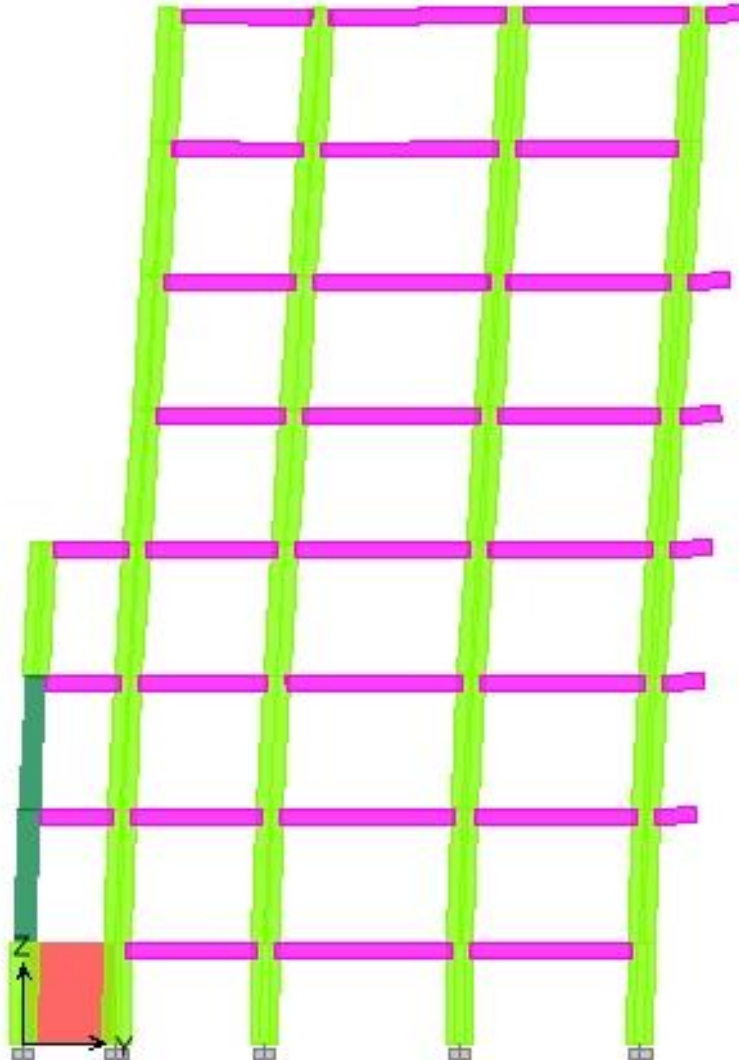
Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0.750861	40.2787	12.7699	0.0000	40.2787	12.7699	0.0000
	2	0.710913	12.9123	51.7233	0.0000	53.1909	64.4933	0.0000
	3	0.497061	13.2584	0.8108	0.0000	66.4493	65.3041	0.0000
	4	0.196284	12.1081	0.1989	0.0000	78.5574	65.5029	0.0000
	5	0.172995	0.1533	17.4678	0.0000	78.7107	82.9707	0.0000
	6	0.133028	3.0787	0.0007	0.0000	81.7894	82.9714	0.0000
	7	0.092319	4.3463	0.0518	0.0000	86.1357	83.0231	0.0000
	8	0.078114	0.0561	6.4384	0.0000	86.1917	89.4616	0.0000
	9	0.063535	0.8768	0.0283	0.0000	87.0686	89.4898	0.0000
	10	0.058597	2.2732	0.0260	0.0000	89.3418	89.5158	0.0000
	11	0.049036	0.0602	3.5654	0.0000	89.4020	93.0812	0.0000
	12	0.042516	1.5478	0.0306	0.0000	90.9498	93.1118	0.0000
	13	0.040668	0.3181	0.2103	0.0000	91.2679	93.3221	0.0000
	14	0.035842	0.1128	2.1380	0.0000	91.3807	95.4600	0.0000
	15	0.033967	1.1672	0.0205	0.0000	92.5479	95.4806	0.0000
	16	0.029982	0.2699	0.8878	0.0000	92.8377	96.3684	0.0000
	17	0.029544	0.3104	0.1911	0.0000	93.1481	96.5595	0.0000
	18	0.028773	0.4844	0.7884	0.0000	93.3363	97.3476	0.0000

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



Déformation de la structure

- **Les poutres** : Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**.

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Beam Forces

Edit View

Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ETAGE6	B327	ELU	0.300	0.00	-170.77	0.00	4.953	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	0.571	0.00	-169.13	0.00	4.953	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	0.571	0.00	-125.62	0.00	3.097	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	0.857	0.00	-123.88	0.00	3.097	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	1.143	0.00	-122.15	0.00	3.097	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	1.143	0.00	-78.63	0.00	2.490	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	1.429	0.00	-76.89	0.00	2.490	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	1.714	0.00	-75.16	0.00	2.490	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	1.714	0.00	-31.60	0.00	3.044	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.000	0.00	-29.87	0.00	3.044	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.286	0.00	-28.13	0.00	3.044	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.286	0.00	15.58	0.00	4.874	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.571	0.00	17.32	0.00	4.874	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.857	0.00	19.06	0.00	4.874	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	2.857	0.00	62.23	0.00	6.790	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	3.143	0.00	63.97	0.00	6.790	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	3.429	0.00	65.70	0.00	6.790	0.000
	ETAGE6	B327	ELU	3.429	0.00	108.21	0.00	8.600	0.000

OK

- **Les poteaux** :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles** :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Area Element Stresses

Edit View

Area Element Stresses

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GE	Combination	Max	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GE	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GE	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GE	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GE	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GME	Combination	Max	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GME	Combination	Max	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GME	Combination	Max	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GME	Combination	Max	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GME	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GME	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	724	08GME	Combination	Min	
	ETAGE6	W103	Wall	6	244	08GME	Combination	Min	
	ETAGE6	W104	Wall	7	245	SPEC1	LinRespSpec	Max	
	ETAGE6	W104	Wall	7	247	SPEC1	LinRespSpec	Max	
	ETAGE6	W104	Wall	7	247	SPEC1	LinRespSpec	Max	
	ETAGE6	W104	Wall	7	245	SPEC1	LinRespSpec	Max	
	ETAGE6	W104	Wall	7	245	SPEC1	LinRespSpec	Max	

OK

◆ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	11	SPEC1	7.00	18.98	965.32	46.161	11.739	1.041
	BASE	12	SPEC1	11.86	40.80	454.97	70.583	8.848	1.041
	BASE	16	SPEC1	5.07	9.66	966.45	28.659	18.113	1.041
	BASE	17	SPEC1	7.71	9.26	155.17	23.707	11.623	1.041
	BASE	22	SPEC1	8.78	10.79	220.45	29.252	15.847	1.041
	BASE	23	SPEC1	6.77	9.48	141.46	23.518	16.805	1.041
	BASE	182	SPEC1	1366.67	9.99	1317.45	43.293	241.658	1.041
	BASE	206	SPEC1	544.46	448.61	1114.47	158.537	130.947	0.622
	BASE	207	SPEC1	1357.30	11.90	510.18	38.307	277.139	1.041
	BASE	208	SPEC1	1333.10	11.36	641.16	31.743	273.446	1.041
	BASE	209	SPEC1	530.43	511.72	1368.70	153.405	127.304	0.921
	BASE	211	SPEC1	20.48	465.83	747.91	157.272	52.534	1.796
	BASE	212	SPEC1	11.21	760.94	898.76	168.680	14.313	0.996
	BASE	213	SPEC1	773.30	742.19	1967.96	159.772	144.840	1.165
	BASE	244	SPEC1	1244.97	155.39	3167.70	143.823	427.823	1.034
	BASE	245	SPEC1	552.28	314.41	6432.15	148.196	98.614	1.034
	BASE	246	SPEC1	738.02	438.79	5930.61	120.310	120.833	1.034
	BASE	247	SPEC1	44.82	277.61	4230.06	143.522	54.258	0.996

OK

se

◆ Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-13.5161	3.8296
End Point	16.032	4.0274

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	1.2579	3.9285	0.	0.3835

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3593.6022	4234.5559	237.3648	3593.6022	4234.5559	236.4014
Moment	117133.596	99513.169	68724.957	117213.562	99518.927	68724.957

Close Refresh

VI.3. Vérification des exigences du RPA :

Avant de passer au ferrailage de la structure, on doit vérifier certaines conditions de RPA pour un meilleur comportement de la structure face au séisme.

BLOC I

a) La période :

Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure.

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau(N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage .

On a : $h_N = 28.56m$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.61$$

Vérification de la période:

Valeur de T trouvé par l'ETPS :

$$T_c = 0.75 \text{ s}$$

$$T \leq T_c \leq 1.3T \text{ d'où } T = 0.61 < T_c = 0.75 < T = 0.79 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

b) Le déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \bar{\Delta}_k = 1\%h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal : X

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Obs
6	0.0187	0.0166	0.0021	0.0408	Vérifiée
5	0.0166	0.0139	0.0027	0.0408	Vérifiée
4	0.0139	0.0107	0.0032	0.0408	Vérifiée
3	0.0107	0.0077	0.003	0.0408	Vérifiée
2	0.0077	0.0045	0.0032	0.0408	Vérifiée
1	0.0045	0.002	0.0025	0.0408	Vérifiée
RDC	0.002	0.0002	0.0018	0.0408	Vérifiée
S SOL	0.0002	0	0.0002	0.0306	Vérifiée

Sens transversal : y

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Obs
6	0.0216	0.0182	0.0034	0.0408	Vérifiée
5	0.0182	0.0148	0.0034	0.0408	Vérifiée
4	0.0148	0.0113	0.0035	0.0408	Vérifiée
3	0.0113	0.0079	0.0034	0.0408	Vérifiée
2	0.0079	0.0047	0.0032	0.0408	Vérifiée
1	0.0047	0.002	0.0027	0.0408	Vérifiée
RDC	0.002	0.0004	0.0016	0.0408	Vérifiée
S SOL	0.0004	0	0.0004	0.0306	Vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

c) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens xx

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
6	1424.6	4.08	11847.568	0.0021	5812.368	0.0043
5	2631.75	4.08	11192.895	0.0027	10737.54	0.0028
4	3618.27	4.08	11345.903	0.0032	14762.5416	0.0025
3	4427.18	4.08	11549.952	0.003	18062.8944	0.0019
2	5076.77	4.08	11331.169	0.0032	20713.2216	0.0018
1	5541.9	4.08	11073.983	0.0025	22610.952	0.0012
RDC	5851.13	4.08	10476.635	0.0018	23872.6104	0.0008
S SOL	6139.05	3.06	8310.009	0.0002	18785.493	0.0001

- Sens yy

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
6	1759.27	4.08	11847.568	0.0034	7177.8216	0.0056
5	3116.65	4.08	11192.895	0.0034	12715.932	0.0030

4	4222.4	4.08	11345.903	0.0035	17227.392	0.0023
3	5117.95	4.08	11549.952	0.0034	20881.236	0.0019
2	5835.27	4.08	11331.169	0.0032	23807.9016	0.0015
1	6370.58	4.08	11073.983	0.0027	25991.9664	0.0012
RDC	6739.95	4.08	10476.635	0.0016	27498.996	0.0006
S SOL	6961.84	3.06	8310.009	0.0004	21303.2304	0.0002

REMARQUE :

On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

d) L'effort tranchant à la base :

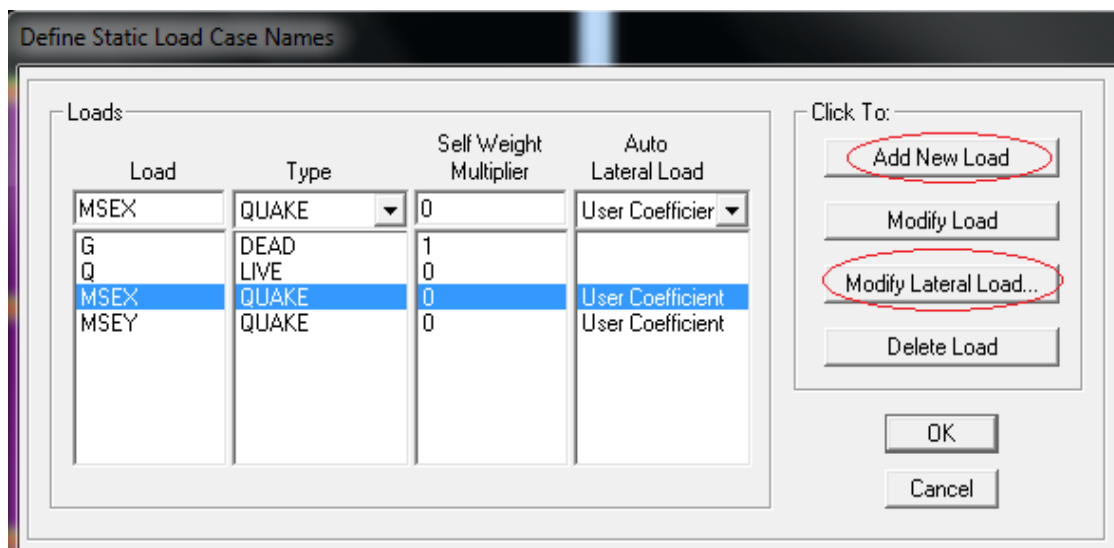
La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (VMSE) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < (0,80 \text{ VMSE})$, il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

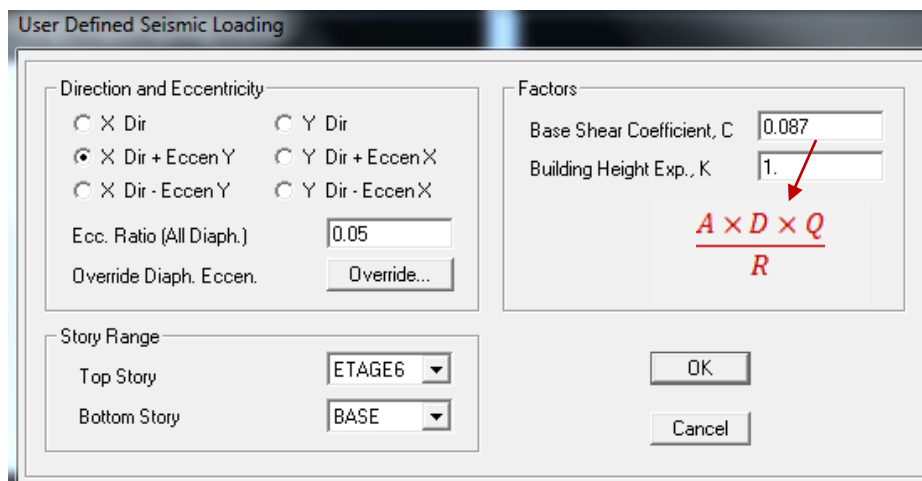
Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

- Démonstration de la vérification de l'effort tranchant à la base par logiciel

Define \Rightarrow static load case names



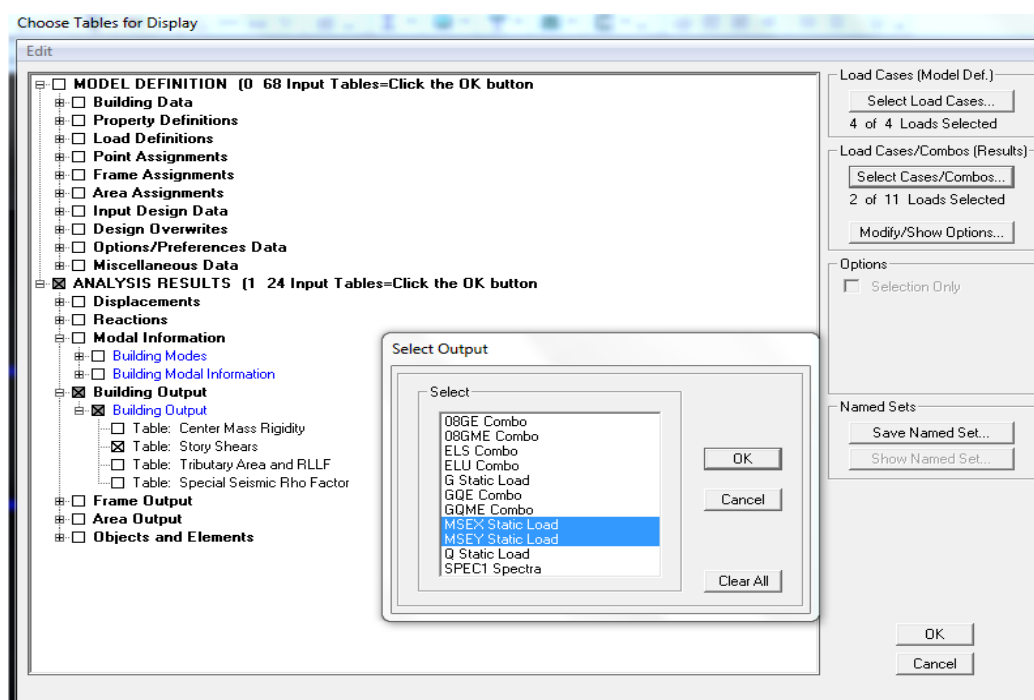
Modify lateral load . (Modifié le chargement latéral)



La même étape pour le sens transversal:

Après l'analyse:

Show table ⇒ building output ⇒ Choisir les combinaisons (MSE.X MSE.Y et spect) :



Afficher le tableau des résultat :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE3	MSEY	Bottom	0.00	0.00	-4495.76	-65810.326	47272.905	0.000
ETAGE2	MSEX	Top	0.00	-6190.82	0.00	70377.446	0.000	-55577.1
ETAGE2	MSEX	Bottom	0.00	-6190.82	0.00	70377.446	0.000	-80836.1
ETAGE2	MSEY	Top	0.00	0.00	-5265.76	-77019.625	47272.905	0.000
ETAGE2	MSEY	Bottom	0.00	0.00	-5265.76	-77019.625	68757.197	0.000
ETAGE 1	MSEX	Top	0.00	-6845.24	0.00	77971.488	0.000	-80836.1
ETAGE 1	MSEX	Bottom	0.00	-6845.24	0.00	77971.488	0.000	-108764.1
ETAGE 1	MSEY	Top	0.00	0.00	-5822.39	-85179.482	68757.197	0.000
ETAGE 1	MSEY	Bottom	0.00	0.00	-5822.39	-85179.482	92512.536	0.000
RDC	MSEX	Top	0.00	-7254.64	0.00	82446.101	0.000	-108764.1
RDC	MSEX	Bottom	0.00	-7254.64	0.00	82446.101	0.000	-138363.1
RDC	MSEY	Top	0.00	0.00	-6170.61	-90272.041	92512.536	0.000
RDC	MSEY	Bottom	0.00	0.00	-6170.61	-90272.041	117688.629	0.000
S SOL	MSEX	Top	0.00	-7440.36	0.00	84428.337	0.000	-138363.1
S SOL	MSEX	Bottom	0.00	-7440.36	0.00	84428.337	0.000	-161131.1
S SOL	MSEY	Top	0.00	0.00	-6328.58	-92601.046	117688.629	0.000
S SOL	MSEY	Bottom	0.00	0.00	-6328.58	-92601.046	137054.080	0.000

La vérification :

V _{MSE}		V _{ETABS}		0.8V _{MSE}		V _{ETABS} > 0.8V _{MSE}	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
7440.36	6328.58	6139.05	6961.87	5952.288	5062.864	CV	CV

VI.4. Participation massique et le nombre de modes à considérer

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque directions considérés.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.750861	40.2787	12.7699	0	40.2787	12.7699
2	0.710913	12.9123	51.7233	0	53.1909	64.4933
3	0.497061	13.2584	0.8108	0	66.4493	65.3041
4	0.196284	12.1081	0.1989	0	78.5574	65.5029
5	0.172995	0.1533	17.4678	0	78.7107	82.9707
6	0.133028	3.0787	0.0007	0	81.7894	82.9714

7	0.092319	4.3463	0.0518	0	86.1357	83.0231
8	0.078114	0.0561	6.4384	0	86.1917	89.4616
9	0.063535	0.8768	0.0283	0	87.0686	89.4898
10	0.058597	2.2732	0.026	0	89.3418	89.5158
11	0.049036	0.0602	3.5654	0	89.402	93.0812
12	0.042516	1.5478	0.0306	0	90.9498	93.1118

Conclusion :

Toutes les recommandations de RPA sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec lesquels nous allons ferrailler notre structure dans le chapitre suivant

BLOC II :

Nous reprenons les mêmes étapes que pour le bloc I

a) La période :

Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

On a : $h_N = 28.56m$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.61$$

Vérification de la période:

Valeur de T trouvé par l'ETPS :

$$T_c = 0.74 s$$

$$T = 0.61 < T_c = 0.74 < T = 0.79 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Le déplacement relatif des niveaux :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal : X

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_K	$\bar{\Delta}_K$	Obs
6	0.0197	0.0158	0.0039	0.0408	Vérifiée
5	0.0158	0.0127	0.0031	0.0408	Vérifiée
4	0.0127	0.0093	0.0034	0.0408	Vérifiée
3	0.0093	0.0061	0.0032	0.0408	Vérifiée
2	0.0061	0.0034	0.0027	0.0408	Vérifiée
1	0.0034	0.0012	0.0022	0.0408	Vérifiée
RDC	0.0012	0.0003	0.0009	0.0408	Vérifiée
S SOL	0.0003	0	0.0003	0.0306	Vérifiée

➤ Sens transversal : y

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Obs
6	0.0176	0.0153	0.0023	0.0408	Vérifiée
5	0.0153	0.0127	0.0026	0.0408	Vérifiée
4	0.0127	0.0095	0.0032	0.0408	Vérifiée
3	0.0095	0.0064	0.0031	0.0408	Vérifiée
2	0.0064	0.0034	0.003	0.0408	Vérifiée
1	0.0034	0.0011	0.0023	0.0408	Vérifiée
RDC	0.0011	0.0002	0.0009	0.0408	Vérifiée
S SOL	0.0002	0	0.0002	0.0306	Vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

c) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

• Sens xx

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
6	571.23	4.08	4510.473	0.0039	2330.6184	0.00754772
5	994.05	4.08	4090.992	0.0031	4055.724	0.00312696
4	1336.03	4.08	4433.066	0.0034	5451.0024	0.00276507
3	1620.55	4.08	4515.001	0.0032	6611.844	0.00218517
2	1830.87	4.08	4644.76	0.0027	7469.9496	0.00167884
1	1989.05	4.08	4433.066	0.0022	8115.324	0.00120177
RDC	2092.25	4.08	4218.043	0.0009	8536.38	0.00044471
S SOL	2178	3.06	3201.736	0.0003	6664.68	0.00014412

• Sens yy

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
6	575.12	4.08	4510.473	0.0023	2346.4896	0.00442111
5	1005.34	4.08	4090.992	0.0026	4101.7872	0.00259316
4	1387.24	4.08	4433.066	0.0032	5659.9392	0.00250635
3	1695.71	4.08	4515.001	0.0031	6918.4968	0.00202306

2	1918.64	4.08	4644.76	0.003	7828.0512	0.00178004
1	2070.52	4.08	4433.066	0.0023	8447.7216	0.00120696
RDC	2167.54	4.08	4218.043	0.0009	8843.5632	0.00042927
S SOL	2263.66	3.06	3201.736	0.0002	6926.7996	9.2445E-05

d) L'effort tranchant à la base :

V _{MSE}		V _{ETABS}		0.8V _{MSE}		V _{ETABS} > 0.8V _{MSE}	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
2237.05	2470.77	2178	2263.66	1789.64	1976.616	CV	CV

e) Participation massique et le nombre de modes à considérer :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.748681	58.0855	0.0285	0	58.0855	0.0285
2	0.719505	0.4097	60.6861	0	58.4952	60.7147
3	0.457675	4.1612	3.0043	0	62.6564	63.7189
4	0.185041	0.1389	13.588	0	62.7953	77.3069
5	0.1635	17.2737	0.0328	0	80.069	77.3398
6	0.109913	1.9767	0.6049	0	82.0457	77.9447
7	0.084111	0.0266	7.5456	0	82.0723	85.4903
8	0.071526	7.1884	0.0004	0	89.2607	85.4907
9	0.050394	1.237	2.0846	0	90.4976	87.5753
10	0.049702	0.888	4.4199	0	91.3857	91.9952

Conclusion :

Toutes les recommandations de RPA sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec lesquels nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

BLOC III

Nous reprenons les mêmes étapes que pour le bloc I

a) La période :

Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

On a : $h_N = 15.3m$

$C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 15.3^{3/4} = 0.38$$

Vérification de la période:

Valeur de T trouvé par l'ETPS :

$$T_c = 0.39 \text{ s}$$

$$T = 0.38 < T_c = 0.39 < T = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Le déplacement relatif des niveaux :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal : X

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Obs
2	0.0072	0.0046	0.0026	0.0408	vérifiée
1	0.0046	0.002	0.0026	0.0408	vérifiée
RDC	0.002	0.0002	0.0018	0.0408	vérifiée
S SOL	0.0002	0	0.0002	0.0306	vérifiée

➤ Sens transversal : y

Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Obs
2	0.0097	0.0062	0.0035	0.0408	vérifiée
1	0.0062	0.0025	0.0037	0.0408	vérifiée
RDC	0.0025	0.0002	0.0023	0.0408	vérifiée
S SOL	0.0002	0	0.0002	0.0306	vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

c) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

• Sens xx

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
2	562.76	4.08	3051.089	0.0026	2296.0608	0.00345497
1	1004.66	4.08	3026.912	0.0026	4099.0128	0.00191997
RDC	1238.12	4.08	3118.074	0.0018	5051.5296	0.00111106
S SOL	1329.21	3.06	2078.643	0.0002	4067.3826	0.00010221

• Sens yy

niveau	V_k	h_k	P_k	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ
2	560.35	4.08	3051.089	0.0035	2286.228	0.00467093
1	1005.04	4.08	3026.912	0.0037	4100.5632	0.00273123
RDC	1230.86	4.08	3118.074	0.0023	5021.9088	0.00142806
S SOL	1328.51	3.06	2078.643	0.0002	4065.2406	0.00010226

d) L'effort tranchant à la base :

V _{MSE}		V _{ETABS}		0.8V _{MSE}		V _{ETABS} > 0.8V _{MSE}	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
1547.94	1547.94	1329.21	1328.51	1238.352	1238.352	CV	CV

e) Participation massique et le nombre de modes à considérer :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.39652	1.1296	59.1352	0	1.1296	59.1352
2	0.340363	59.7157	0.9528	0	60.8453	60.088
3	0.272456	1.0923	0.0035	0	61.9377	60.0915
4	0.096436	0.1535	15.7659	0	62.0912	75.8574
5	0.081972	16.3628	0.0933	0	78.454	75.9507
6	0.066911	0.5853	0.0213	0	79.0393	75.972
7	0.043249	0.0072	8.125	0	79.0465	84.097
8	0.037132	7.9518	0.003	0	86.9983	84.1
9	0.031188	0.9975	1.6143	0	87.9957	85.7143
10	0.027118	0.8332	13.2272	0	88.8289	98.9415
11	0.023095	9.8427	0.0117	0	98.6716	98.9532

Conclusion :

Toutes les recommandations de RPA sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec les quel nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

Introduction

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue de chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'élément structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.1.Recommandations de RPA

➤ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

BLOC I

Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$.

BLOC II

Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

BLOCIII

Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 70 = 14 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

BLOC I

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

BLOC II

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

✚ BLOC III

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{\min}\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

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

VI.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

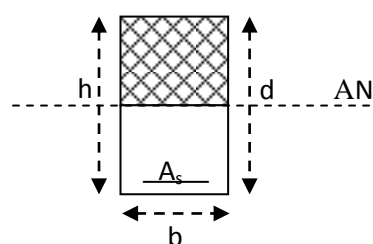
Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

On calcule le moment réduit :
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée (**SDA**) c. a .d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :
$$\begin{cases} M_r = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

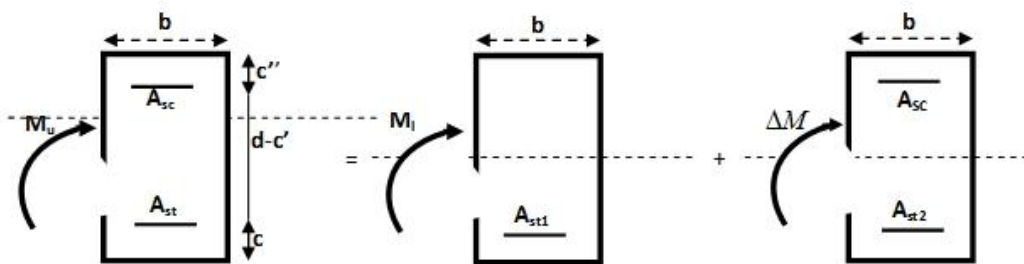
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Armatures comprimées :
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$

IV.3. Calcul des armatures

a) Armatures longitudinal

Le calcul des sections est fait à l'ELU, le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ BLOC I

▪ Ferrailage des poutres principales (30x60) :(avec voile)

Niv	M _{app max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	-227.188	0.161	SSA	0.911	12.46	9	3HA20+2HA14	12.5
5	-316.483	0.224	SSA	0.872	18.13	9	6HA20	18.84
4	-313.02	0.222	SSA	0.873	17.97	9	6HA20	18.84
3	-307.97	0.218	SSA	0.876	17.56	9	6HA20	18.84
2	-285.627	0.202	SSA	0.886	16.11	9	6HA20	18.84
1	-292.948	0.207	SSA	0.882	16.49	9	6HA20	18.84
RDC	-159.022	0.112	SSA	0.940	8.45	9	3HA16+2HA14	9.11
S SOL	-152.804	0.108	SSA	0.943	8.09	9	3HA16+2HA14	9.11

▪ Ferrailage des poutres principales (30x60) en travée : (avec voile)

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	123.429	0.087	SSA	0.954	6.46	9	3HA20	9.42
5	214.488	0.152	SSA	0.917	11.68	9	3HA20+2HA14	12.5
4	216.93	0.154	SSA	0.916	11.83	9	3HA20+2HA14	12.5
3	221.82	0.157	SSA	0.914	12.12	9	3HA20+2HA14	12.5
2	212.531	0.150	SSA	0.918	11.56	9	3HA20+2HA14	12.5
1	236.024	0.167	SSA	0.907	13	9	3HA20+2HA16	13.44
RDC	122.637	0.087	SSA	0.954	6.42	9	3HA16+2HA14	9.11
S SOL	133.045	0.094	SSA	0.951	6.99	9	3HA16+2HA14	9.11

▪ Ferrailage des poutres principales (30x60) sur appuis :(sans voile)

Niv	M _{app max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	110.336	0.078	SSA	0.959	5.74	9	3HA16+3HA14	10.69
5	134.823	0.095	SSA	0.949	7.09	9	3HA16+3HA14	10.69
4	121.848	0.086	SSA	0.955	6.37	9	3HA16+3HA14	10.69
3	114.833	0.081	SSA	0.957	5.99	9	3HA16+3HA14	10.69
2	101.975	0.072	SSA	0.963	5.29	9	3HA16+3HA14	10.69
1	85.971	0.061	SSA	0.968	4.43	9	3HA16+3HA14	10.69
RDC	74.856	0.053	SSA	0.972	3.84	9	3HA16+3HA14	10.69
S SOL	52.841	0.037	SSA	0.981	2.69	9	3HA16+3HA14	10.69

▪ Ferrailage des poutres principales (30x60) en travée : (sans voile)

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	10.51	0.007	SSA	0.996	0.52	9	3HA16+3HA14	10.69
5	17.274	0.012	SSA	0.994	0.86	9	3HA16+3HA14	10.69
4	9.891	0.007	SSA	0.996	0.49	9	3HA16+3HA14	10.69
3	7.77	0.005	SSA	0.997	0.38	9	3HA16+3HA14	10.69
2	3.94	0.002	SSA	0.999	0.19	9	3HA16+3HA14	10.69
1	32.569	0.023	SSA	0.988	1.64	9	3HA16+3HA14	10.69
RDC	16.19	0.011	SSA	0.994	0.81	9	3HA16+3HA14	10.69
S SOL	48.912	0.034	SSA	0.983	2.48	9	3HA16+3HA14	10.69

▪ **Ferrailage des poutres secondaires (30x45) sur appuis : (avec voile)**

Niv	M _{app max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	152.001	0.198	SSA	0.889	11.56	6.75	6HA16	12.06
5	153.927	0.200	SSA	0.887	11.73	6.75	6HA16	12.06
4	148.231	0.193	SSA	0.891	11.25	6.75	6HA16	12.06
3	136.856	0.178	SSA	0.901	10.27	6.75	6HA16	12.06
2	120.922	0.157	SSA	0.914	8.95	6.75	6HA16	12.06
1	97.66	0.127	SSA	0.931	7.09	6.75	3HA14+3HA12	8.01
RDC	62.569	0.081	SSA	0.957	4.42	6.75	3HA14+3HA12	8.01
S SOL	16.207	0.021	SSA	0.989	1.11	6.75	3HA14+3HA12	8.01

▪ **Ferrailage des poutres secondaires (30x45) sur travée :(avec voile)**

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	-77.343	0.100	SSA	0.947	5.52	6.75	3HA16+2HA12	8.29
5	-87.756	0.114	SSA	0.939	6.31	6.75	3HA16+2HA12	8.29
4	-81.869	0.106	SSA	0.944	5.86	6.75	3HA16+2HA12	8.29
3	-75.959	0.098	SSA	0.948	5.41	6.75	3HA16+2HA12	8.29
2	-67.48	0.087	SSA	0.954	4.78	6.75	3HA16+2HA12	8.29
1	59.286	0.077	SSA	0.959	4.18	6.75	3HA16+2HA12	8.29
RDC	47.757	0.062	SSA	0.968	3.34	6.75	3HA16+2HA12	8.29
S SOL	28.671	0.037	SSA	0.981	1.98	6.75	3HA16+2HA12	8.29

▪ **Ferrailage des poutres secondaires (30x45) sur appuis : (sans voile)**

Niv	M _{app max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	6.366	0.008	SSA	0.996	0.43	6.75	3HA14+2HA12	6.88
5	5.366	0.007	SSA	0.996	0.36	6.75	3HA14+2HA12	6.88
4	4.007	0.005	SSA	0.997	0.27	6.75	3HA14+2HA12	6.88
3	1.561	0.002	SSA	0.999	0.11	6.75	3HA14+2HA12	6.88
2	2.11	0.003	SSA	0.998	0.14	6.75	3HA14+2HA12	6.88
1	5.437	0.007	SSA	0.996	0.37	6.75	3HA14+2HA12	6.88
RDC	8.47	0.011	SSA	0.994	0.58	6.75	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	16.47	0.021	SSA	0.989	1.13	6.75	3HA14+2HA12	6.88

▪ **Ferrailage des poutres secondaires (30x45) sur travée :(sans voile)**

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	20.76	0.027	SSA	0.986	1.42	6.75	3HA14+2HA12	6.88
5	33.259	0.043	SSA	0.978	2.30	6.75	3HA14+2HA12	6.88
4	31.452	0.041	SSA	0.979	2.17	6.75	3HA14+2HA12	6.88
3	29.196	0.038	SSA	0.981	2.01	6.75	3HA14+2HA12	6.88
2	26.653	0.035	SSA	0.982	1.84	6.75	3HA14+2HA12	6.88
1	22.53	0.029	SSA	0.985	1.55	6.75	3HA14+2HA12	6.88
RDC	18.655	0.024	SSA	0.988	1.28	6.75	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	14.142	0.018	SSA	0.991	0.96	6.75	3HA14+2HA12	6.88

➤ BLOCII

▪ Ferrailage des poutres principales (30x45) sur appuis : (avec voile)

Niv	M _{app max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	5.207	0.007	SSA	0.996	0.35	6.75	3HA14+2HA12	6.88
5	7.977	0.010	SSA	0.995	0.54	6.75	3HA14+2HA12	6.88
4	5.028	0.007	SSA	0.996	0.34	6.75	3HA14+2HA12	6.88
3	2.433	0.003	SSA	0.998	0.16	6.75	3HA14+2HA12	6.88
2	1.187	0.002	SSA	0.999	0.08	6.75	3HA14+2HA12	6.88
1	2.563	0.003	SSA	0.998	0.17	6.75	3HA14+2HA12	6.88
RDC	5.065	0.007	SSA	0.996	0.34	6.75	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	17.719	0.023	SSA	0.988	1.21	6.75	3HA14+2HA12	6.88

▪ Ferrailage des poutres principales (30x45) sur travée : (avec voile)

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	5.874	0.008	SSA	0.996	0.40	6.75	3HA14+2HA12	6.88
5	8.325	0.011	SSA	0.994	0.57	6.75	3HA14+2HA12	6.88
4	10.51	0.014	SSA	0.993	0.72	6.75	3HA14+2HA12	6.88
3	12.433	0.016	SSA	0.992	0.85	6.75	3HA14+2HA12	6.88
2	12.425	0.016	SSA	0.992	0.85	6.75	3HA14+2HA12	6.88
1	11.763	0.015	SSA	0.992	0.80	6.75	3HA14+2HA12	6.88
RDC	8.803	0.011	SSA	0.994	0.60	6.75	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	12.101	0.016	SSA	0.992	0.82	6.75	3HA14+2HA12	6.88

▪ **Ferrailage des poutres principales (30x45) sur appuis : (sans voile)**

Niv	$M_{app\ max}$ [kN.m]	μ	obs	β	$A_{calcul}(cm^2)$	A_{min} (cm^2)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm^2)
6	38.285	0.050	SSA	0.974	2.66	6.75	3HA16+3HA14	10.69
5	30.942	0.040	SSA	0.980	2.13	6.75	3HA16+3HA14	10.69
4	29.502	0.038	SSA	0.981	2.03	6.75	3HA16+3HA14	10.69
3	34.341	0.045	SSA	0.976	2.38	6.75	3HA16+3HA14	10.69
2	34.384	0.045	SSA	0.976	2.38	6.75	3HA16+3HA14	10.69
1	50.179	0.065	SSA	0.966	3.51	6.75	3HA16+3HA14	10.69
RDC	50.334	0.065	SSA	0.966	3.52	6.75	3HA16+3HA14	10.69
S SOL	69.27	0.090	SSA	0.953	4.91	6.75	3HA16+3HA14	10.69

▪ **Ferrailage des poutres principales (30x45) sur travée : (sans voile)**

Niv	$M_{trav\ max}$ [kN.m]	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	A_{min} (cm^2)	ferrailage	$A_{adopté}(cm^2)$
6	118.529	0.154	SSA	0.916	8.75	6.75	3HA16+2HA14	9.11
5	111.339	0.145	SSA	0.922	8.16	6.75	3HA16+2HA14	9.11
4	112.968	0.147	SSA	0.919	8.31	6.75	3HA16+2HA14	9.11
3	106.859	0.139	SSA	0.924	7.82	6.75	3HA16+2HA14	9.11
2	97.831	0.127	SSA	0.931	7.10	6.75	3HA16+2HA14	9.11
1	89.491	0.116	SSA	0.938	6.45	6.75	3HA16+2HA14	9.11
RDC	79.833	0.104	SSA	0.945	5.71	6.75	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	65.862	0.086	SSA	0.955	4.66	6.75	3HA14+2HA12	6.88

▪ Ferrailage des poutres secondaires (30x40) sur appuis :

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	-59.715	0.099	SSA	0.947	4.83	6	3HA14+2HA12	6.88
5	-78.42	0.130	SSA	0.930	6.46	6	3HA14+2HA12	6.88
4	-72.323	0.120	SSA	0.936	5.92	6	3HA14+2HA12	6.88
3	-67.875	0.113	SSA	0.939	5.53	6	3HA14+2HA12	6.88
2	-59.165	0.098	SSA	0.948	4.78	6	3HA14+2HA12	6.88
1	-48.572	0.081	SSA	0.957	3.88	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	-35.34	0.058	SSA	0.970	2.79	6	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	-24.144	0.040	SSA	0.940	1.96	6	3HA14+2HA12	6.88

▪ Ferrailage des poutres secondaires (30x40) sur travée :

Niv	M _{trav max} [kN.m]	μ	obs	β	A _{st} (cm)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
6	-52.244	0.087	SSA	0.954	4.19	6	3HA14+2HA12	6.88
5	-60.212	0.100	SSA	0.947	4.87	6	3HA14+2HA12	6.88
4	-52.323	0.087	SSA	0.954	4.20	6	3HA14+2HA12	6.88
3	-48.55	0.081	SSA	0.957	3.88	6	3HA14+2HA12	6.88
2	-42.064	0.070	SSA	0.964	3.34	6	3HA14+2HA12	6.88
1	-34.496	0.057	SSA	0.970	2.72	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	-23.127	0.038	SSA	0.981	1.80	6	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	-24.205	0.040	SSA	0.980	1.89	6	3HA14+2HA12	6.88

➤ BLOC III

▪ Ferrailage des poutres principales (70x40) sur appuis :

Niv	M _{trav max} [kN.m]	comb	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
2	-269.459	GQE	0.104	SSA	0.945	12.13	14	4HA20+2HA12	14.82
1	-450.549	GQE	0.174	SSA	0.904	21.21	14	4HA25+2HA12	21.89
RDC	-412.093	GQE	0.159	SSA	0.912	19.23	14	4HA25+2HA12	21.89
S SOL	-393.21	ELU	0.151	SSA	0.917	18.25	14	4HA25	19.63

▪ Ferrailage des poutres principales (70x40) sur travée :

Niv	M _{trav max} [kN.m]	comb	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
2	-208.282	GQE	0.080	SSA	0.958	9.25	14	4HA20+2HA1	14.82
1	-374.289	GQE	0.144	SSA	0.922	17.28	14	4HA25	19.63
RDC	-356.783	GQE	0.137	SSA	0.925	16.42	14	4HA25	19.63
S SOL	-390.276	ELU	0.150	SSA	0.918	18.09	14	4HA25	19.63

▪ Ferrailage des poutres secondaires (30x40) sur appuis :

Niv	M _{trav max} [kN.m]	comb	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
2	-17.002	GQE	0.028	SSA	0.986	1.32	6	3HA14+2HA12	6.88
1	-20.303	GQE	0.033	SSA	0.983	1.58	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	-16.299	GQE	0.027	SSA	0.986	1.26	6	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	-13.86	ELU	0.023	SSA	0.988	1.07	6	3HA14+2HA12	6.88

▪ **Ferrailage des poutres secondaires (30x40) sur travée :**

Niv	M _{trav max} [kN.m]	comb	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
2	-4.024	GQE	0.006	SSA	0.997	0.30	6	3HA14+2HA12	6.88
1	-5.701	GQE	0.009	SSA	0.995	0.43	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	-5.56	GQE	0.009	SSA	0.995	0.42	6	3HA14+2HA12	6.88
S SOL	-6.43	ELU	0.010	SSA	0.995	0.49	6	3HA14+2HA12	6.88

VI.4.Vérification à l'ELU pour le bloc I

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{min}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

Poutres principales de (60x30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 57.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.08 \text{ cm}^2$$

D'où $A_{sadopté} = 9.11 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.08 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires de (45x30):

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.53 \text{ cm}^2$$

D'où $A_{sadopté} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.53 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Justification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \quad T_{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales (60x30) : } \tau_u = \frac{441.86 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.575} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires (45x30) : } \tau_u = \frac{159.26 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.425} = 1.24 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (60x30) : $\tau_u = 2.56 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires (45x30) : $\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art 5.1.3.1.3 C.B.A.93)

➤ Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres principales (60x30) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.575 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1035 \text{ kN}$$

$T_u = 441.86 \text{ kN} < 1035 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires (45x30) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.425 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765 \text{ kN}$$

$T_u = 159.26 \text{ kN} < 765 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } 441.86 - \frac{475.084}{0.9 \times 0.575} = -476.17 < 0 \\ \text{Poutres secondaires : } 159.26 - \frac{153.927}{0.9 \times 0.425} = -243.16 < 0 \end{array} \right\} \text{ Donc aucune vérification n'est nécessaire}$$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres:

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } \Psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A (coefficient de scellement)}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section des barres.

Poutres principales :

$$6\text{HA } 20 \Rightarrow \sum U_i = 6 \times \pi \times 2 = 37.69 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{441.86 \times 10^3}{0.9 \times 575 \times 37.69} = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$6\text{HA } 16 \Rightarrow \sum U_i = 6 \times \pi \times 1.6 = 30.15 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{159.29 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 30.15} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres (Art A.6.1.2.5 CBA93)

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_e = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_e}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L_s = \frac{0.02 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.7054 \text{ m} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4938 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

L'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers **HA**.

$$\text{Pour les HA20 : } L_c = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_c = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_c = 20 \text{ cm}$$

b) Calcul des armatures transversales

Bloc I

▪ Diamètre des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(1.71; 1.4; 3)$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On optera pour un cadre et un étrier en HA10 ($\phi_t = 10 \text{ mm}$)

▪ Espacement d'armatures :

L'espacement maximum entre les armatures transversale est de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Poutres principales :

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(15; 16.8; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

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

▪ Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

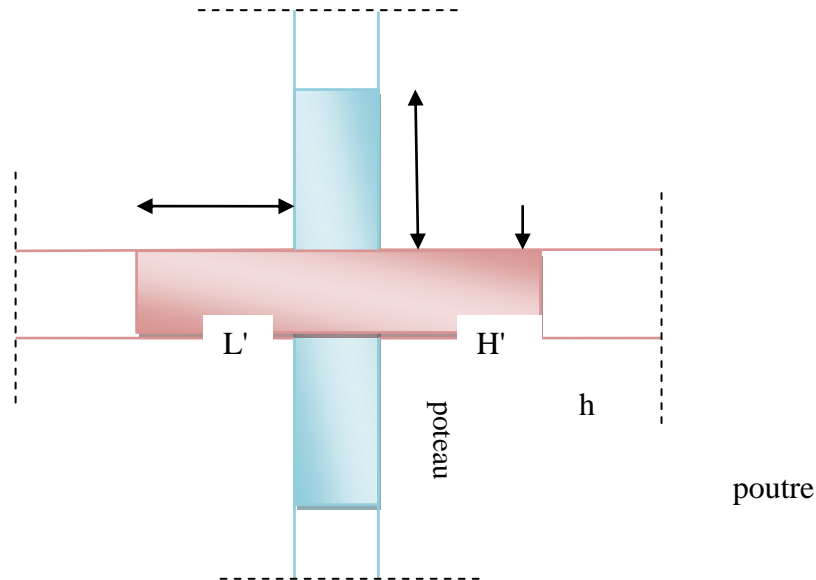
b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux

On aura : $H' = \max\{58; 55; 60; 60\text{ cm}\} = 60\text{ cm}$

$L' = 2 \times 60 = 120\text{ cm}$: poutres principales

$L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm}$: poutres secondaires



IV. 4 Vérification à l'ELS

a) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = 348\text{ Mpa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15\text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

σ_{st} : La contrainte dans l'acier.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x60) à l'ELS (avec voile)

NIV		M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
6	Travée	90.6	9.42	0.546	0.889	0.033	188.26	6.21	15	CV
	Appui	164.3	12.5	0.725	0.876	0.039	261.01	10.18	15	CV
5-4	Travée	151.2	12.5	0.725	0.876	0.039	240.25	9.37	15	CV
	Appui	223.5	18.84	1.092	0.856	0.05	241.10	12.05	15	CV
3-2	Travée	150.5	12.5	0.725	0.856	0.05	244.69	12.23	15	CV
	Appui	202.3	18.84	1.092	0.856	0.05	218.19	10.91	15	CV
1	Travée	166.5	13.44	0.779	0.873	0.041	246.86	10.12	15	CV
	Appui	206.8	18.84	1.092	0.856	0.05	223.07	11.15	15	CV
RDC-SS	Travée	94.1	9.11	0.528	0.891	0.32	201.62	6.45	15	CV
	Appui	108.1	9.11	0.528	0.891	0.32	231.58	7.41	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x60) à l'ELS (sans voile)

NIV		M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
6	Travée	9.3	9.42	0.546	0.889	0.033	19.47	0.64	15	CV
	Appui	78.8	10.69	0.620	0.880	0.037	145.77	5.39	15	CV
5-4	Travée	12.8	12.5	0.725	0.876	0.039	20.43	0.80	15	CV
	Appui	95.9	10.69	0.620	0.880	0.037	177.30	6.56	15	CV
3-2	Travée	2.7	12.5	0.725	0.856	0.05	4.53	0.23	15	CV
	Appui	72.3	10.69	0.620	0.880	0.037	133.77	4.95	15	CV
1	Travée	22.7	13.44	0.779	0.873	0.041	33.76	1.38	15	CV
	Appui	60.9	10.69	0.620	0.880	0.037	112.73	4.17	15	CV
RDC-SS	Travée	11.5	9.11	0.528	0.891	0.32	24.76	0.79	15	CV
	Appui	53.1	10.69	0.620	0.880	0.037	98.14	3.63	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x45) à l'ELS. (avec voile)

NIV	M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	
6-5	62.451	8.29	0.65	0.881	0.037	201.20	7.44	15	CV	Travée
	109.467	12.06	0.94	0.864	0.045	247.19	11.12	15	CV	Appui
4-3	58.223	8.29	0.65	0.881	0.037	187.58	6.94	15	CV	Travée
	105.282	12.06	0.94	0.864	0.045	237.74	10.70	15	CV	Appui
2	47.97	8.29	0.65	0.881	0.037	154.54	5.72	15	CV	Travée
	85.823	12.06	0.94	0.864	0.045	193.80	8.72	15	CV	Appui
1	42.101	8.29	0.65	0.881	0.037	135.64	5.02	15	CV	Travée
	69.338	8.01	0.62	0.883	0.036	230.67	8.30	15	CV	Appui
RDC-SS	33.933	8.29	0.65	0.881	0.037	109.32	4.04	15	CV	Travée
	44.48	8.01	0.62	0.883	0.036	147.97	5.33	15	CV	Appui

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x45) à l'ELS. (sans voile)

NIV	M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	
6-5	23.557	6.88	0.540	0.89	0.032	90.52	2.90	15	CV	Travée
	4.135	6.88	0.540	0.89	0.032	15.89	0.51	15	CV	Appui
4-3	22.21	6.88	0.540	0.89	0.032	85.35	2.73	15	CV	Travée
	2.706	6.88	0.540	0.89	0.032	10.40	0.33	15	CV	Appui
2-1	18.827	6.88	0.540	0.89	0.032	72.35	2.32	15	CV	Travée
	3.927	6.88	0.540	0.89	0.032	15.09	0.048	15	CV	Appui
RDC-SS	10.03	6.88	0.540	0.89	0.032	38.54	1.23	15	CV	Travée
	11.711	6.88	0.540	0.89	0.032	45.00	1.44	15	CV	Appui

c) Calcul de la flèche :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche

Poutres principales (30x60)

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{800}{1000} + 0.5 = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : } f = 0.1274 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1.3 \text{ cm} \geq f = 0.1274 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (30x45)

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{585}{1000} + 0.5 = 1.08 \text{ cm} = 10.8 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : } f = 0.1929 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1.08 \text{ cm} \geq f = 0.1929 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV. 5 Vérification à l'ELU pour le Bloc II

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{min} .$$
$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

Poutres principales de (45x30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_{sadopté} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.53 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires de (40x30):

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_{sadopté} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Justification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \quad T_{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales (45x30) : } \tau_u = \frac{191.08 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.425} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires (40x30) : } \tau_u = \frac{73.02 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.375} = 0.64 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (45x30) : $\tau_u = 1.49 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires (40x30) : $\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art 5.1.3.1.3 C.B.A.93)

▪ Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres principales (45x30) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.425 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 956.25 \text{ kN}$$

$T_u = 191.08 \text{ kN} < 956.25 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires (40x30) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765 \text{ kN}$$

$T_u = 73.02 \text{ kN} < 765 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

▪ Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } 191.08 - \frac{182.665}{0.9 \times 0.425} = -286.47 < 0 \\ \text{Poutres secondaires : } 73.02 - \frac{72.323}{0.9 \times 0.375} = -141.27 < 0 \end{array} \right\} \text{ Donc aucune vérification n'est nécessaire}$$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres:

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } \Psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A (coefficient de scellement)}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section des barres.

Poutres principales :

$$3\text{HA}16+2\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.6 + 2 \times 1.4) \times 3.14 = 23.94 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{191.08 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 23.94} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14+2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4 + 3 \times 1.2) \times 3.14 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{73.02 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 24.49} = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

c) Ancrage des aciers

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_e = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_e}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4938 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4232 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

L'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers **HA**.

$$\text{Pour les HA16 : } L_c = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_c = 17 \text{ cm}$$

IV. 6 Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(12.8; 12; 30)$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On optera pour un cadre et un étrier en HA8 ($\phi_t = 8 \text{ mm}$)

b) Espacement d'armatures

L'espacement maximum entre les armatures transversale est de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Poutres principales

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(10; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Remarque :

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

c) Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\{60.5; 40; 45; 60 \text{ cm}\} = 60.5 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutres principales

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutres secondaires

IV. 7 Vérification à l'ELS

a) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

σ_{st} : La contrainte dans l'acier.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV		M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
5-6	Travée	5.897	6.88	0.540	0.89	0.032	22.66	0.73	15	CV
	Appui	3.723	6.88	0.540	0.89	0.032	14.31	0.46	15	CV
3-4	Travée	8.801	6.88	0.540	0.89	0.032	33.82	1.08	15	CV
	Appui	3.486	6.88	0.540	0.89	0.032	13.40	0.43	15	CV
1-2	Travée	8.327	6.88	0.540	0.89	0.032	32.00	1.02	15	CV
	Appui	1.747	6.88	0.540	0.89	0.032	6.71	0.21	15	CV
RDC-SS	Travée	6.244	6.88	0.540	0.89	0.032	23.99	0.77	15	CV
	Appui	12.53	6.88	0.540	0.89	0.032	48.18	1.54	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x45) à l'ELS. (avec voile)

NIV		M _s	A _{st}	ρ ₁	β ₁	k	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	OBS
5-6	Travée	84.91	9.11	0.71	0.877	0.038	250.06	9.50	15	CV
	Appui	28.814	6.88	0.54	0.89	0.032	110.72	3.54	15	CV
3-4	Travée	97.833	9.11	0.71	0.877	0.038	288.12	10.95	15	CV
	Appui	23.959	6.88	0.54	0.89	0.032	92.07	2.95	15	CV
1-2	Travée	69.213	9.11	0.71	0.877	0.038	203.84	7.75	15	CV
	Appui	35.141	6.88	0.54	0.89	0.032	135.04	4.32	15	CV
RDC-SS	Travée	56.506	6.88	0.54	0.89	0.032	217.13	6.95	15	CV
	Appui	48.679	6.88	0.54	0.89	0.032	187.06	5.99	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x45) à l'ELS. (Sans voile)

NIV		M _s	A _{st}	ρ ₁	β ₁	k	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	OBS
6-5	Travée	37.278	6.88	0.611	0.884	0.035	144.21	5.04	15	CV
	Appui	42.54	6.88	0.611	0.884	0.035	164.57	5.76	15	CV
4-3	Travée	37.19	6.88	0.611	0.884	0.035	143.87	5.03	15	CV
	Appui	51.362	6.88	0.611	0.884	0.035	198.70	6.95	15	CV
2-1	Travée	29.92	6.88	0.611	0.884	0.035	115.75	4.05	15	CV
	Appui	42.04	6.88	0.611	0.884	0.035	162.64	5.69	15	CV
RDC-S	Travée	16.466	6.88	0.611	0.884	0.035	63.70	2.22	15	CV
	Appui	25.12	6.88	0.611	0.884	0.035	97.18	3.40	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x40) à l'ELS.

1) Calcul de la flèche :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche

Poutres principales (30x45)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{585}{1000} + 0.5 = 1.08 \text{ cm} = 10.8 \text{ mm}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : $f = 0.2105 \text{ cm}$

$\bar{f} = 1.08 \text{ cm} \geq f = 0.2105 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Poutres secondaires (30x40)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : $f = 0.535 \text{ cm}$

$\bar{f} = 0.8 \text{ cm} \geq f = 0.535 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

IV.8 Vérification à l'ELU du bloc III

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{min} .$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

Poutres principales de (70x40) :

$$A_{min} = 0.23 \times 40 \times 67.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

D'où $A_{sadopté} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires de (40x30):

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où $A_{sadopté} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Justification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1 CBA93)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \quad T_{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales (70x40) : $\tau_u = \frac{331.49 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.675} = 1.22 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (40x30) : $\tau_u = \frac{33.02 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.375} = 0.29 \text{ MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (70x40) : $T_u = 1.22 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutres secondaires (40x30) : $T_u = 0.29 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art 5.1.3.1.3 C.B.A.93)

Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres principales (70x40) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.675 \times 0.40 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1620 \text{ kN}$$

$$T_u = 331.49 \text{ kN} < 1620 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires (40x30) :

$$\bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765 \text{ kN}$$

$$T_u = 33.02 \text{ kN} < 765 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$\text{Si } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \Rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } 331.49 - \frac{450.549}{0.9 \times 0.675} = -410.15 < 0 \\ \text{Poutres secondaires : } 33.02 - \frac{13.86}{0.9 \times 0.375} = -8.04 < 0 \end{array} \right\} \text{ Donc aucune vérification n'est nécessaire}$$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ Avec } \Psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A (coefficient de scellement)}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section des barres.

Poutres principales :

$$4\text{HA}25+2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = (4 \times 2 + 2 \times 1.2) \times 3.14 = 38.93 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{331.49 \times 10^3}{0.9 \times 675 \times 389.3} = 1.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14+2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4 + 2 \times 1.2) \times 3.14 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{33.02 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 244.9} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des aciers :

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_e = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de scellement au droit des barres

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_e}$$

$$\text{Pour les HA25 : } L_s = \frac{0.025 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.8818 \text{ m} = 88.18 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L_s = \frac{0.02 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.7054 \text{ m} = 70.54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4938 \text{ m} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4232 \text{ m} = 42.32 \text{ cm}$$

L'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers **HA**.

$$\text{Pour les HA25 : } L_c = 35.5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L_c = 28.5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_c = 17 \text{ cm}$$

IV.9 Calcul des armatures transversales:

a) Diamètre des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(20; 12; 30)$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On optera pour 2 cadre en HA10 ($\phi_t = 10 \text{ mm}$)

b) Espacement d'armatures :

L'espacement maximum entre les armatures transversale est de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Poutres principales :

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(17.5; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 25 \times 40 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

Zone nodale:(appui)

$$S_t \leq \min(10; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 4HA14 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

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

c) Délimitation de la zone nodale : (RPA99 version 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\{66.96; 40; 45; 60 \text{ cm}\} = 67 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$: Poutres principales

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: Poutres secondaires

VI.10. Vérification à l'ELS

a) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

σ_{st} : La contrainte dans l'acier.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU.

$$k_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres Principales (40x70) à l'ELS.

NIV		M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
2	Travée	151.059	14.82	0.548	0.889	0.033	169.86	5.60	15	CV
	Appui	194.908	14.82	0.548	0.889	0.033	219.16	7.23	15	CV
1	Travée	263.544	19.63	0.727	0.876	0.039	227.05	8.85	15	CV
	Appui	318.035	21.89	0.810	0.871	0.042	247.11	10.37	15	CV
RDC	Travée	251.77	19.63	0.727	0.876	0.039	216.90	8.45	15	CV
	Appui	291.031	21.89	0.810	0.871	0.042	226.13	9.49	15	CV
SOUS SOL	Travée	274.769	19.63	0.727	0.876	0.039	236.72	9.23	15	CV
	Appui	276.889	19.63	0.727	0.876	0.039	238.54	9.30	15	CV

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x40) à l'ELS.

NIV		M_s	A_{st}	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
2	Travée	2.922	6.88	0.611	0.884	0.035	12.81	0.448	15	CV
	Appui	12.193	6.88	0.611	0.884	0.035	53.46	1.871	15	CV
1	Travée	4.03	6.88	0.611	0.884	0.035	17.66	0.618	15	CV
	Appui	14.402	6.88	0.611	0.884	0.035	63.14	2.210	15	CV
RDC	Travée	3.95	6.88	0.611	0.884	0.035	17.319	0.606	15	CV
	Appui	11.542	6.88	0.611	0.884	0.035	50.60	1.771	15	CV
SOUS SOL	Travée	4.552	6.88	0.611	0.884	0.035	19.95	0.698	15	CV
	Appui	9.998	6.88	0.611	0.884	0.035	43.83	1.534	15	CV

d) Calcul de la flèche

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche

Poutres principales (40x70)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{945}{1000} + 0.5 = 1.44 \text{ cm} = 14.4 \text{ mm}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : $f = 0.3590 \text{ cm}$

$\bar{f} = 1.44 \text{ cm} \geq f = 0.3590 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Poutres secondaires (30x40)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS, v9.6.0 est : $f = 0.049 \text{ cm}$

$\bar{f} = 0.8 \text{ cm} \geq f = 0.49 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons et en procédant à des vérifications à l'ELS.

ELU.....	$1.35 G + 1.5 Q$
ELS.....	$G + Q$
RPA2003.....	$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

IV. 1. Recommandations du RPA2003

a) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone II).

BLOC I

Poteau (50×55)..... $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (50×55)..... $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (50×55)..... $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2$

BLOC II

Poteau (40×45)..... $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (40×45)..... $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (40×45)..... $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$

BLOC III

Poteau (70×55)..... $A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 70 = 30.8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (70×55)..... $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 70 = 154 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (70×55)..... $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 70 = 231 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est de **12 cm**.

La longueur du recouvrement minimale est de **L = 40 Ø (Zone II)**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **L = 25 cm (Zone II)**.

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

- λ_g : l'élancement géométrique du poteau.
- I_f : la longueur du flambement du poteau.
- S_t : espacement des armatures transversales.
- a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\emptyset, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale.} \\ S_t \geq 15\emptyset & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

\emptyset : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donnée comme suite

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant (**$\emptyset > 12 \text{ mm}$**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 \emptyset_{\min}** .

IIV.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable (effort N et M transversal), il sera adopté pour tous les poteaux en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- ❖ Effort normal maximal et moment correspondant ;
- ❖ Effort normal minimal et moment correspondant ;
- ❖ Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

IIV.2.1. Calcul à l'ELU

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

a) Armatures longitudinales

Étapes de calcul

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$

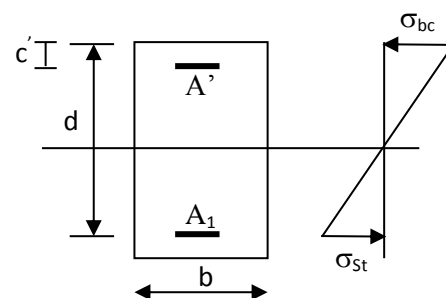
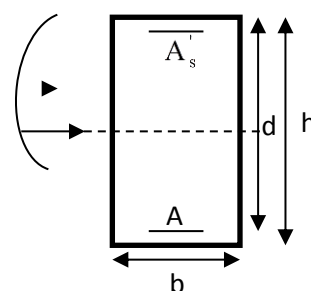
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec :}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

BLOC I

Le ferrailage des poteaux (50x55) est récapitulé dans le tableaux suivantes

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	Comb	e _u	obs	A _{st} (cm) ²	A' _s (cm) ²	A _{min} (cm) ²	Choix des barres	A _{adopté} (cm) ²
6	N _{min} =-365	M _{cor} =162	ELU	0.444	SPC	4.35	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =153	M _{cor} =168	08GE	1.094	SPC	11.24	0			
	N _{cor} =-150	M _{max} =-329	GQE	2.180	SPC	8.4	0			
5	N _{min} =-782	M _{cor} =102	ELU	0.131	SPC	0	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =291	M _{cor} =115	08GE	0.395	SPC	10.41	0			
	N _{cor} =-110	M _{max} =301	GQE	2.735	SPC	16.59	0			
4	N _{min} =-1267	M _{cor} =112	ELU	0.088	SPC	0	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =221	M _{cor} =67	08GE	0.304	SPC	6.59	0			
	N _{cor} =-146	M _{max} =332	GQE	1.497	SPC	18.29	0			
3	N _{min} =-1765	M _{cor} =103	ELU	0.058	SPC	0	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =546	M _{cor} =66	08GE	0.122	SPC	4.31	11.21			
	N _{cor} =175	M _{max} =340	GQE	1.936	SPC	22.65	0			
2	N _{min} =-2242	M _{cor} =98	ELU	0.043	SPC	0	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =1051	M _{cor} =61	08GE	0.058	SPC	11.64	18,54			
	N _{cor} =-198	M _{max} =327	GQE	1.649	SPC	17.02	0			
1	N _{min} =-2984	M _{cor} =-92	ELU	0.031	SEC	8.4	0	22	12HA16	24.12
	N _{max} =1723	M _{cor} =50	08GE	0.029	SPC	0	0			
	N _{cor} =-2512	M _{max} =333	GQE	0.132	SPC	3.72	0			
RDC	N _{min} =-3874	M _{cor} =-52	ELU	0.013	SEC	8.4	0	22	12HA20	37.69
	N _{max} =2390	M _{cor} =28	08GE	0.011	SPC	33.2	35.5			
	N _{cor} =-3191	M _{max} =504	GQE	0.158	SPC	23.27	0			
S SOL	N _{min} =-4295	M _{cor} =-19	ELU	0.004	SEC	12.33	0	22	12HA20	37.69
	N _{max} =2488	M _{cor} =28	08GE	0.011	SPC	34.5	36.79			
	N _{cor} =-874	M _{max} =-342	GQE	0.391	SPC	8.4	0			

b) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts essentiels :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le flambement des armatures longitudinales

c) Diamètre des armatures transversales

D'après les règles du BAEL.91-modifié99,

le diamètre des armatures transversales " ϕ_t " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

IV.2.2. Vérifications à l'ELU

a) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts essentiels :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

b) Diamètre des armatures transversales

D'après les règles du BAEL.91-modifié99,

le diamètre des armatures transversales " ϕ_t " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

c) Espacement des armatures transversales

Elle sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation : $\lambda g = \frac{L_f}{i}$

Telle que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau.

i : Rayon de giration.

l_0 : longueur libre du poteau

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} l_0 = 388 \text{ cm pour le RDC et les étages courants.} \\ l_0 = 286 \text{ cm pour le sous-sol} \end{array} \right.$$

avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

I : Moment d'inertie du poteau.

B : Section brute du poteau.

• RDC et les étages courants

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 0.7 \times 388 = 17.10$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

- **Sous sol**

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 0.7 \times 286 = 12.60$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

d) Espacement maximal des armatures transversales

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement "S_t" des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_l; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : $\Phi_l = 14 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

e) Quantité d'armatures transversales minimale du RPA

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b$

Si $\lambda g \leq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% \times S_t \times b$

Si $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : λg : L'élancement géométrique du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

Dans notre cas on a :

En zone nodale ($S_t = 10$)

Poteau de $(55 \times 50) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En zone courant ($S_t = 15$)

Poteau de $(55 \times 50) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de HA 10 de sections transversales : $4HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

f) Longueur d'ancrage

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA20 : } L_s = \frac{0.02 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.7054 \text{ m} = 70.54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643 \text{ m} = 56.43 \text{ cm}$$

g) Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime

par : $\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d}$

où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❖ Selon le CBA93 : A.5.1.2.1.1

$$\tau_u < \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

$$\tau_u < \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration peu nuisible}$$

❖ Selon RPA99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda > 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda < 5$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

niveau	Section	T	τ_u	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$
6	55x50	106.32	0.405	0.075	1.875	CV
5	55x50	86.59	0.329	0.075	1.875	CV
4	55x50	94.75	0.360	0.075	1.875	CV
3	55x50	88.01	0.335	0.075	1.875	CV
2	55x50	77.49	0.295	0.075	1.875	CV
1	55x50	103.99	0.396	0.075	1.875	CV
RDC	55x50	81.86	0.311	0.075	1.875	CV
S SOL	55x50	42.25	0.160	0.075	1.875	CV

IIV.3.Vérification à L'ELS

a) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_s	$\frac{h}{6}$	nature	$A_{min} (cm)^2$	$A_{adopté} (cm)^2$	obs
6	$N_{min} = -266$	$M_{cor} = 115$	0.434	0.091	SPC	7.98	24.12	CV
	$N_{max} = -13$	$M_{cor} = 6$	0.480	0.091	SPC	8.01		
	$N_{cor} = -116$	$M_{max} = -138$	1.187	0.091	SPC	8.41		
5	$N_{min} = -563$	$M_{cor} = 81$	0.114	0.091	SPC	7.82	24.12	CV
	$N_{max} = -78$	$M_{cor} = 2$	0.036	0.091	SEC	7.76		
	$N_{cor} = -166$	$M_{max} = -131$	0.788	0.091	SPC	8.17		
4	$N_{min} = -907$	$M_{cor} = 79$	0.087	0.091	SEC	7.81	24.12	CV
	$N_{max} = -120$	$M_{cor} = 2$	0.024	0.091	SEC	7.78		
	$N_{cor} = -282$	$M_{max} = -135$	0.478	0.091	SPC	8.01		
3	$N_{min} = -1260$	$M_{cor} = 73$	0.058	0.091	SEC	7.79	24.12	CV
	$N_{max} = -165$	$M_{cor} = 2$	0.014	0.091	SEC	7.77		
	$N_{cor} = -389$	$M_{max} = -126$	0.323	0.091	SPC	7.93		
2	$N_{min} = -1599$	$M_{cor} = 69$	0.043	0.091	SEC	7.79	24.12	CV
	$N_{max} = -96$	$M_{cor} = 37$	0.393	0.091	SPC	7.96		
	$N_{cor} = -497$	$M_{max} = -108$	0.218	0.091	SPC	7.87		
1	$N_{min} = -1983$	$M_{cor} = 59$	0.030	0.091	SEC	7.78	24.12	CV
	$N_{max} = -242$	$M_{cor} = -0.842$	0.003	0.091	SEC	7.77		
	$N_{cor} = -1800$	$M_{max} = 235$	0.130	0.091	SPC	7.83		
RDC	$N_{min} = -2359$	$M_{cor} = 50$	0.021	0.091	SEC	7.78	37.69	CV
	$N_{max} = -255$	$M_{cor} = 0.465$	0.001	0.091	SEC	7.77		
	$N_{cor} = -2284$	$M_{max} = 355$	0.155	0.091	SPC	7.84		
S SOL	$N_{min} = -2766$	$M_{cor} = 18$	0.006	0.091	SEC	7.77	37.69	CV
	$N_{max} = -107$	$M_{cor} = 10$	0.101	0.091	SPC	7.82		
	$N_{cor} = -623$	$M_{max} = -241$	0.386	0.091	SPC	7.96		

b) Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 MPa$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$

Pour le cas des poteaux , on vérifie l'état limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante: $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

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

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

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante:

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q), u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$, $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes:

1) $y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$.

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + L_c < h$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement: $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left[\frac{h}{2} - X_G\right]}{I} \Rightarrow \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left[\frac{h}{2} + X_G\right]}{I} \Rightarrow \text{sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on calcule avec une section partiellement comprimée.

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	σ_{bcsup}	$\sigma_{bc inf}$	$\sigma_{s sup}$	$\sigma_{s inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	obs
6	N _{min} =-266.53	M _{cor} =115.901	3.3	0	32.2	302.6	15	348	CV
	N _{max} =-13.19	M _{cor} =6.343	0.2	0	1.9	16			
	N _{cor} =-116.81	M _{max} =-138.716	0	5.2	281.7	61.2			
5	N _{min} =-563.6	M _{cor} =81.58	4.3	0	61.4	8.8	15	348	CV
	N _{max} =-78.09	M _{cor} =2.888	0.3	0.2	4.9	2.6			
	N _{cor} =-166.53	M _{max} =-131.383	5.9	0	77	165.3			
4	N _{min} =-907.6	M _{cor} =79.73	5.3	0.5	76.2	11.3	15	348	CV
	N _{max} =-120.81	M _{cor} =2.92	0.5	0.3	7	4.6			
	N _{cor} =-282.91	M _{max} =-135.498	6.3	0	84	134.4			
3	N _{min} =-1260.15	M _{cor} =73.218	6.2	1.9	90.6	30.9	15	348	CV
	N _{max} =-165.08	M _{cor} =2.427	0.6	0.5	8.9	7			
	N _{cor} =-389.36	M _{max} =-126.118	6	0	81.9	89.4			
2	N _{min} =-1599.97	M _{cor} =69.501	7.2	3.1	105.5	48.8	15	348	CV
	N _{max} =-96.1	M _{cor} =-37.844	1.8	0	24	32.5			
	N _{cor} =-497.06	M _{max} =-108.493	5.3	0	74.1	42			
1	N _{min} =-1983.88	M _{cor} =-59.815	8.2	4.6	120	71.2	15	348	CV
	N _{max} =-242	M _{cor} =-0.842	0.8	0.8	12	11			
	N _{cor} =-1800.25	M _{max} =235.431	12.9	0	184	12.5			
RDC	N _{min} =-2359.13	M _{cor} =50.088	8.4	5.8	124.7	88.8	15	348	CV
	N _{max} =-255.76	M _{cor} =0.465	0.8	0.8	11.7	11.4			
	N _{cor} =-2284.16	M _{max} =355.458	13.55	0	233.6	33			
S SOL	N _{min} =-2766.06	M _{cor} =18.962	8.8	7.8	131.9	118.4	15	348	CV
	N _{max} =-107.06	M _{cor} =10.831	0.6	0	8.7	1			
	N _{cor} =-623.29	M _{max} =-241.01	9.4	0	128.2	134.1			

BLOC II

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans les tableaux suivants : section (40x45)

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_u	obs	A_{st} (cm) ²	A'_s (cm) ²	A_{min} (cm) ²	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm) ²
6	$N_{min}=-236$	$M_{cor}=35$	0.150	SPC	0	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=120$	$M_{cor}=43$	0.356	SPC	4.54	0			
	$N_{cor}=-193$	$M_{max}=-112$	0.582	SPC	6.8	0			
5	$N_{min}=-543$	$M_{cor}=-38$	0.070	SPC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=159$	$M_{cor}=23$	0.147	SPC	0.71	3.59			
	$N_{cor}=-251$	$M_{max}=-102$	0.409	SPC	6.8	0			
4	$N_{min}=-887$	$M_{cor}=-35$	0.040	SPC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=125$	$M_{cor}=26$	0.212	SPC	0.28	3.16			
	$N_{cor}=-406$	$M_{max}=-112$	0.277	SPC	6.8	0			
3	$N_{min}=-1238$	$M_{cor}=-31$	0.025	SPC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=248$	$M_{cor}=9$	0.037	SPC	6.9	0			
	$N_{cor}=-568$	$M_{max}=-115$	0.202	SPC	6.8	0			
2	$N_{min}=-1572$	$M_{cor}=-25$	0.016	SPC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=494$	$M_{cor}=8$	0.016	SPC	14.08	0			
	$N_{cor}=-730$	$M_{max}=-109$	0.149	SPC	6.8	0			
1	$N_{min}=-1948$	$M_{cor}=-17$	0.009	SEC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=829$	$M_{cor}=5$	0.006	SPC	12.57	0			
	$N_{cor}=-895$	$M_{max}=81$	0.090	SPC	0	0			
RDC	$N_{min}=-2300$	$M_{cor}=14$	0.006	SEC	0	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=1137$	$M_{cor}=2$	0.002	SPC	11.81	0			
	$N_{cor}=-1935$	$M_{max}=72$	0.037	SPC	0	0			
S SOL	$N_{min}=-2700$	$M_{cor}=-2$	0.008	SPC	6.8	0	14.4	8HA16	16.06
	$N_{max}=-510$	$M_{cor}=12$	0.024	SPC	2.87	1.4			
	$N_{cor}=-401$	$M_{max}=-37$	0.093	SPC	6.8	0			

IV.4. Vérifications à l'ELU

a) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts essentiels :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

b) Espacement des armatures transversales

➤ RDC et les étages courants

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 388 = 20.90$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

➤ Sous sol

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 286 = 15.41$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

c) Espacement maximal des armatures transversales

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_l; 15 \text{ cm}) = 16 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : $\Phi_l = 16 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

d) Quantité d'armatures transversales minimale du RPA

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b$

Si $\lambda_g \leq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% \times S_t \times b$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

Dans notre cas on a :

En zone nodale ($S_t = 10$)

Poteau de $(45 \times 40) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En zone courant ($S_t = 15$)

Poteau de $(45 \times 40) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de HA 10 de sections transversales : $4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

e) Longueur d'ancrage

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643 \text{ m} = 56.43 \text{ cm}$$

f) Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime

par : $\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d}$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❖ Selon le CBA93 : A.5.1.2.1.1

$$\tau_u < \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

$$\tau_u < \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration peu nuisible}$$

❖ Selon RPA99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda > 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda < 5$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

niveau	Section	T	τ_u	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$
6	45x40	53.04	0.312	0.075	1.875	CV
5	45x40	40.12	0.236	0.075	1.875	CV
4	45x40	40.78	0.239	0.075	1.875	CV
3	45x40	37.08	0.218	0.075	1.875	CV
2	45x40	54.41	0.320	0.075	1.875	CV
1	45x40	27.91	0.164	0.075	1.875	CV
RDC	45x40	42.37	0.249	0.075	1.875	CV
S SOL	45x40	13.00	0.076	0.075	1.875	CV

IIV.5. Vérification à L'ELS

a) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_s	$\frac{h}{6}$	nature	$A_{min} (cm)^2$	$A_{adopté} (cm)^2$	Choix des barre
6	$N_{min} = -173$	$M_{cor} = 25$	0.144	0.075	SPC	5.09	16.06	CV
	$N_{max} = 3.92$	$M_{cor} = -1.128$	0.287	0.075	SPC	5.15		
	$N_{cor} = -71.3$	$M_{max} = -69$	0.971	0.075	SPC	5.46		
5	$N_{min} = -389$	$M_{cor} = -27$	0.069	0.075	SEC	5.06	16.06	CV
	$N_{max} = -715$	$M_{cor} = -0.099$	0.0001	0.075	SEC	5.04		
	$N_{cor} = -180$	$M_{max} = -58$	0.325	0.075	SPC	5.17		
4	$N_{min} = -631$	$M_{cor} = -25$	0.040	0.075	SEC	5.05	16.06	CV
	$N_{max} = -27$	$M_{cor} = -0.25$	0.008	0.075	SEC	5.04		
	$N_{cor} = -288$	$M_{max} = -58$	0.202	0.075	SPC	5.12		
3	$N_{min} = -878$	$M_{cor} = -22$	0.025	0.075	SEC	5.05	16.06	CV
	$N_{max} = -42$	$M_{cor} = 0.539$	0.012	0.075	SEC	5.04		
	$N_{cor} = -397$	$M_{max} = -52$	0.132	0.075	SPC	5.09		
2	$N_{min} = -1114$	$M_{cor} = -18$	0.016	0.075	SEC	5.04	16.06	CV
	$N_{max} = -56$	$M_{cor} = -0.575$	0.010	0.075	SEC	5.04		
	$N_{cor} = -503$	$M_{max} = -50$	0.099	0.075	SPC	5.08		
1	$N_{min} = -1379$	$M_{cor} = -12$	0.009	0.075	SEC	5.04	16.06	CV
	$N_{max} = -63$	$M_{cor} = 0.488$	0.007	0.075	SEC	5.06		
	$N_{cor} = -614$	$M_{max} = 37$	0.061	0.075	SEC	5.04		
RDC	$N_{min} = -1628$	$M_{cor} = -10$	0.006	0.075	SEC	5.04	16.06	CV
	$N_{max} = -71$	$M_{cor} = 1.509$	0.021	0.075	SEC	5.05		
	$N_{cor} = -1379$	$M_{max} = 50$	0.036	0.075	SEC	5.04		
S SOL	$N_{min} = -1910$	$M_{cor} = -1.704$	0.0008	0.075	SEC	5.05	16.06	CV
	$N_{max} = -102$	$M_{cor} = 2.23$	0.021	0.075	SEC	5.04		
	$N_{cor} = -285$	$M_{max} = -26.1$	0.092	0.075	SPC	5.04		

b) Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 MPa$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$

Pour le cas des poteaux , on vérifie l'état limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	σ_{bcsup}	$\sigma_{bc inf}$	$\sigma_{s sup}$	$\sigma_{s inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Choix des barres
6	$N_{min}=-173.01$	$M_{cor}=25.071$	2.4	0	32.9	10.8	15	348	CV
	$N_{max}=3.92$	$M_{cor}=-1.128$	0.1	0	1.3	1.6			
	$N_{cor}=-71.3$	$M_{max}=-69.276$	5.8	0	71.3	181.7			
5	$N_{min}=-389.24$	$M_{cor}=-27.244$	3.4	0.4	49	8.2	15	348	CV
	$N_{max}=-715.05$	$M_{cor}=-0.099$	3.5	3.5	52.6	52.5			
	$N_{cor}=-180.31$	$M_{max}=-58.776$	5.2	0	68.5	95.3			
4	$N_{min}=-631.32$	$M_{cor}=-25.308$	4.5	1.7	65.4	27.4	15	348	CV
	$N_{max}=-27.87$	$M_{cor}=-0.25$	0.2	0.1	2.2	1.9			
	$N_{cor}=-288.09$	$M_{max}=-58.376$	5.3	0	72.3	53.4			
3	$N_{min}=-878.98$	$M_{cor}=-22.512$	5.6	3	81.5	47.7	15	348	CV
	$N_{max}=-42.58$	$M_{cor}=-0.539$	0.2	0.2	3.5	2.7			
	$N_{cor}=-397.21$	$M_{max}=-52.692$	5.1	0	70.8	16.9			
2	$N_{min}=-1114.69$	$M_{cor}=-18.149$	6.5	4.4	95.5	68.3	15	348	CV
	$N_{max}=-56.54$	$M_{cor}=-0.575$	0.3	0.2	4.6	3.7			
	$N_{cor}=-503.04$	$M_{max}=-50.161$	5.3	0	74.8	1.2			
1	$N_{min}=-1379.54$	$M_{cor}=-12.605$	7.4	6	110.1	81.2	15	348	CV
	$N_{max}=-63.01$	$M_{cor}=0.488$	0.3	0.3	5	4.3			
	$N_{cor}=-614.64$	$M_{max}=37.976$	5.1	0.9	73.6	16.7			
RDC	$N_{min}=-1628.65$	$M_{cor}=-10.489$	8.6	7.4	127.6	111.8	15	348	CV
	$N_{max}=-71.85$	$M_{cor}=1.509$	0.4	0.3	6.4	4.1			
	$N_{cor}=-1379.42$	$M_{max}=50.902$	9.6	3.9	139.5	63.2			
S SOL	$N_{min}=-1910.3$	$M_{cor}=-1.704$	9.5	9.3	141.7	139.1	15	348	CV
	$N_{max}=-102.39$	$M_{cor}=2.23$	0.6	0.4	9.2	5.9			
	$N_{cor}=-285.76$	$M_{max}=-26.431$	2.9	0	40.8	1.1			

BLOC III

On reproduit le même travail que pour les deux autres blocs

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_u	Section (bxh) (cm) ²	obs	A_{st} (cm) ²	A'_s (cm) ²	A_{min} (cm) ²	$A_{adopté}$ (cm) ²	Choix des barres
2	$N_{min}=-279.33$	$M_{cor}=-228.006$	0.816	55x70	SPC	10	0	30.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=149.66$	$M_{cor}=108.04$	0.721		SPC	6.36	0			
	$N_{cor}=-441.46$	$M_{max}=-290.31$	0.657		SPC	10	0			
1	$N_{min}=-687.84$	$M_{cor}=-207.704$	0.301	55x70	SPC	10	0	30.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=-220.71$	$M_{cor}=26.427$	0.119		SPC	0	0			
	$N_{cor}=-93.68$	$M_{max}=-278.215$	2.96		SPC	10	0			
RDC	$N_{min}=-1550.35$	$M_{cor}=-244.016$	0.157	55x70	SPC	10	0	30.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=949.21$	$M_{cor}=35.124$	0.037		SPC	12.18	14.83			
	$N_{cor}=-159.36$	$M_{max}=281.013$	1.763		SPC	14.50	0			
S SOL	$N_{min}=-1275.09$	$M_{cor}=52.173$	0.040	55x70	SPC	16.04	20.46	30.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=582.87$	$M_{cor}=71.312$	0.122		SPC	5.24	11.43			
	$N_{cor}=-499.5$	$M_{max}=138.094$	0.276		SPC	0	0			

IIV.6. Vérifications à l'ELU

a) Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm.} \quad \text{soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

b) Espacement des armatures transversales :

➤ RDC et les étages courants

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{70} \times 0.7 \times 388 = 13.44$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

➤ Sous sol

$$\lambda g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{70} \times 0.7 \times 286 = 9.90$$

On remarque que : $\lambda g \geq 5$ donc $\rho = 2.5$

c) Espacement maximal des armatures transversales

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement "S_t" des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = 16 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : $\Phi_l = 16 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

d) Quantité d'armatures transversales minimale du RPA

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b$

Si $\lambda g \leq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% \times S_t \times b$

Si $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

Dans notre cas on a :

En zone nodale (S_t = 10)

Poteau de (70x55) cm² $\Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 70 = 2.1 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En zone courant (S_t = 15)

Poteau de (70x55) cm² $\Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 70 = 2.02 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de HA 12 de sections transversales : $4HA\ 12 = 4.52\text{ cm}^2$

Longueur d'ancrage

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA20 : $L_s = \frac{0.02 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.7054\text{ m} = 70.54\text{ cm}$

Pour les HA16 : $L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643\text{ m} = 56.43\text{ cm}$

e) Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par : $\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d}$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❖ Selon le CBA93 : A.5.1.2.1.1

$$\tau_u < \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

$$\tau_u < \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa} \right) \implies \text{pour une fissuration peu nuisible}$$

❖ Selon RPA99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda > 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda < 5$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

niveau	Section	T	τ_u	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$
2	70x55	28.16	0.075	0.075	1.875	CV
1	70x55	23.36	0.062	0.075	1.875	CV
RDC	70x55	21.74	0.058	0.075	1.875	CV
S SOL	70x55	18.06	0.048	0.075	1.875	CV

IV.7. Vérification à L'ELS

a) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_s	(b x h) (cm) ²	$\frac{h}{6}$	nature	A_{min} (cm) ²	$A_{adopté}$ (cm) ²	Obs
2	$N_{min} = -203.98$	$M_{cor} = -161.721$	0.792	55x70	0.116	SPC	11.46	30.9	CV
	$N_{max} = -24.75$	$M_{cor} = 4.76$	0.192		0.116	SPC	11.12		
	$N_{cor} = -125.7$	$M_{max} = 199.489$	1.587		0.116	SPC	11.97		
1	$N_{min} = -492.17$	$M_{cor} = -146.172$	0.296	55x70	0.116	SPC	11.17	30.9	CV
	$N_{max} = -110.64$	$M_{cor} = 4.849$	0.043		0.116	SEC	11.04		
	$N_{cor} = -276.08$	$M_{max} = 172.506$	0.624		0.116	SPC	11.36		
RDC	$N_{min} = -769.91$	$M_{cor} = -141.012$	0.183	55x70	0.116	SPC	11.11	30.9	CV
	$N_{max} = -159.68$	$M_{cor} = 7.548$	0.047		0.116	SEC	11.04		
	$N_{cor} = -447.910$	$M_{max} = -180.33$	0.402		0.116	SPC	11.23		
S SOL	$N_{min} = -600.22$	$M_{cor} = 67.216$	0.111	55x70	0.116	SEC	11.07	30.9	CV
	$N_{max} = -149$	$M_{cor} = 31.511$	0.211		0.116	SPC	11.13		
	$N_{cor} = -357.49$	$M_{max} = 97.16$	0.271		0.116	SPC	11.16		

b) Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	σ_{bcsup}	$\sigma_{bc inf}$	$\sigma_{s sup}$	$\sigma_{s inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
2	$N_{min} = -203.98$	$M_{cor} = -161.721$	4.3	0	57.4	11.7	15	348	CV
	$N_{max} = -24.75$	$M_{cor} = 4.76$	0.6	0.4	8.2	6			
	$N_{cor} = -125.7$	$M_{max} = 199.489$	5	0	66.5	171.1			
1	$N_{min} = -492.17$	$M_{cor} = -146.172$	4.1	0	57.3	38.5	15	348	CV
	$N_{max} = -110.64$	$M_{cor} = 4.849$	0.3	0.2	5	2.7			
	$N_{cor} = -276.08$	$M_{max} = 172.506$	4.6	0	62.7	104.7			

RDC	$N_{min}=-769.91$	$M_{cor}=-141.012$	4.3	0	61.1	9.2	15	348	CV
	$N_{max}=-159.68$	$M_{cor}=7.548$	0.5	0.2	7.3	3.8			
	$N_{cor}=-447.910$	$M_{max}=-180.33$	4.9	0	68.6	74.5			
S SOL	$N_{min}=-600.22$	$M_{cor}=67.216$	2.5	0.2	36.8	5	15	348	CV
	$N_{max}=-149$	$M_{cor}=31.511$	0.9	0	13.1	3.6			
	$N_{cor}=-357.49$	$M_{max}=97.16$	2.7	0	38.5	21.5			

IIV.8.Ferrailage des poteaux circulaires

❖ Recommandations et exigences du RPA99 modifiée 2003.

Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.8\% \times \frac{\pi D^2}{4}$

Le pourcentage minimal en zone de recouvrement sera $6\% \times \frac{\pi D^2}{4} = 199.10cm^2$

Le pourcentage minimal en zone de courante sera $4\% \times \frac{\pi D^2}{4} = 132.73cm^2$

Poteau (D = 65 cm)..... $A_{min} = 26.54cm^2$

Ferrailage de poteaux (60x60)

Niv	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	e_u	obs	A_{st} (cm) ²	A'_s (cm) ²	A_{min} (cm) ²	$A_{adopté}$ (cm) ²	Choix des barres
RDC	$N_{min}=-2259.85$	$M_{cor}=-50.497$	0.022	SPC	9.6	0	28.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=108.51$	$M_{cor}=33.771$	0.311	SPC	3.27	0			
	$N_{cor}=-443.09$	$M_{max}=183.142$	1.763	SPC	3.43	0			
1	$N_{min}=-1415.37$	$M_{cor}=-143.04$	0.413	SPC	9.6	0	28.8	31.28	8HA20+4HA14
	$N_{max}=90.16$	$M_{max}=37.177$	0.412	SPC	3.2	0			
	$N_{cor}=1301.73$	$M_{max}=176.1$	0.135	SPC	0	0			

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structurel de contreventement, il est soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation(Q) ainsi sous l'action des sollicitations horizontales due au séisme(E).

Il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau donc pour faciliter la réalisation nous allons ferrailer par zone :

- Zone I : Sous-sol, RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : 2,3, et 4.
- Zone III : 5 et 6.

VIII.1.Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

- $1.35G+1.5Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q \pm E$ RPA 99 version 2003
- $0.8G \pm E$ RPA 99 version 2003

VIII.2.Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est celle de la résistance des matériaux (RDM) qui se fait pour une bande de largeur (d).

• Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \text{ (art 7.7.4 RPA 2003)}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

L_t : Longueur tendue $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus.

Remarque

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a) Armatures verticales

❖ Section entièrement comprimée (SEC)

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec e : épaisseur du voile

$$A_{Vi} = \frac{N_i B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \cdot e$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

❖ Section partiellement (SPC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times B \right)$$

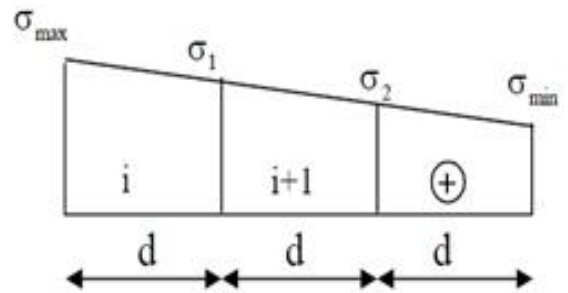


Fig VIII .1 Diagramme des contraintes (SEC)

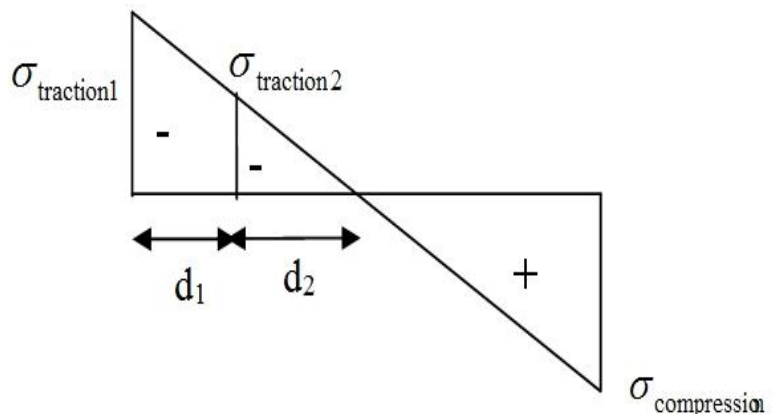
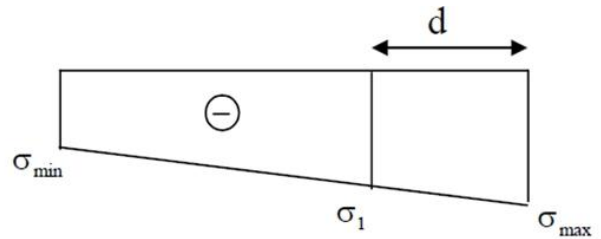


Fig VIII.2. Diagramme des contraintes (SPC)

❖ Section entièrement tendue(SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d$$

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$



FigVIII.3. Diagrammes des contraintes (SET)

b) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

- D'après le C.B.A 93: $A_H = \frac{A_V}{4}$

- D'après le R.P.A 99 version 2003 : $A_H \geq 0.15\%B$

Les armatures horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile

c) Armatures transversales art.7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

$$\text{Avec: } V = 1.4 V_u \text{ calcul}$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du R.P.A 99(version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

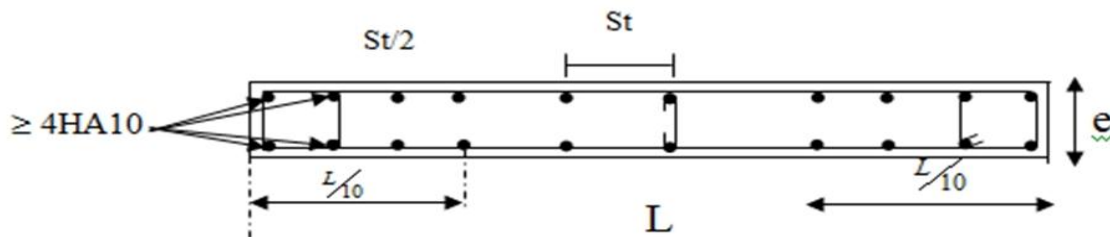


Fig VIII.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.3. Les vérifications

▪ Vérification à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armature adoptée

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} ,$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

Avec :

$$V = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$$

d = Hauteur utile (d = 0.9h)

h = Hauteur totale de la section brute.

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VT6 et VT7) de la zone I (Bloc I) :

$$L = 5.45 \text{ m}, e = 0.2\text{m}$$

$$I = 2.70 \text{ m}^4$$

$$B = L.e = 1.09 \text{ m}^2$$

$$V = V' = L/2 = 2.725 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = 7868.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -14042.25 \text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{14042.25}{7868.83 + 14042.25} \cdot 5.45 = 1.92\text{m}$$

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 3.5$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes:

- bande1 de longueur d1 (bande extrême)
- bande2 de longueur d2 (bande centrale)

a) Calcul des armatures

1) Armatures verticales :

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{min} - (\sigma_{min} - \sigma_{max}) \frac{d}{L} = 3221.62 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{7868.83 + 3221.62}{2} \times 2.2 \times 0.2 = 2228.90 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 64.04 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \cdot e = 664.54 \text{ kN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 14.82 \text{ cm}^2$$

- Section d'acier/nappe/bande

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 32.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 7.41 \text{ cm}^2$$

- Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 231.5 \times 10}{400} = 8.10 \text{ cm}^2$$

- Armatures totale

$$\text{Bande 1 : } A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1}/2 = 34.04 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 11 HA 20} = 34.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2}/2 = 9.43 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 6HA20} = 18.84 \text{ cm}^2$$

- Vérifications

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$$

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{200 \times 2200 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 200 \times 2040 \right)$$

$$A_{min} = 22 \text{ cm}^2$$

2) Armatures horizontales (art 7.7.4.1 RPA99 version 2003)

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right) = 17.27 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit 16HA12}$$

3) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

$$\text{Diamètre maximal : } \Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(1.5e, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{On prend 4 épingles de } \Phi 10/\text{m}^2.$$

b) Vérification des contraintes

$$\text{CBA 93 : } \tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{231.5 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2040} = 0.67 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 3.25 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{RPA 99 : } \tau_b = \frac{1.4T}{0.9.h.e} \leq \tau = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 231.5 \times 1000}{0.9 \times 2040 \times 200} = 0.48 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 4005.19 \text{ kN}$$

$$B = L.e = 2.04 \times 0.2 = 0.408 \text{ m}^2$$

$$A = 72.86 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{4005.19 \times 1000}{408000 + 15 \times 7286} = 5.24 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

N.B : Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Bloc I :

VT1	VT2	VT3
-----	-----	-----

L=1,7m	Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]	1,7	1,7	1,7
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [m2]	0,34	0,34	0,34
sollicitation de calcul	max [KN/m²]	7249,43	3107,23	2019,25
	min [KN/m²]	-9615,07	-2316,55	-1450,07
	Vu(kn)	51,26	59,001	58,97
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]	0,73076765	0,97391321	0,98945182
	Lt [m]	0,96923235	0,72608679	0,71054818
	d[m]	0,47	0,47	0,47
	σ_1	3515,39246	2011,32719	1335,65539
	N(KN)	N1	505,946656	240,572188
		N2	175,499764	51,507432
	Av'(cm2)	A'1	14,538697	6,91299391
		A'2	5,04309668	1,48009862
Ferrailage	Amin(cm2)		4,7	4,7
	Avj/4(cm2)		0,49	0,56
	A1adoptée(cm2)		16,08	9,04
	choix des barres /nappe		2*4HA16	2*4HA12
	St(cm)		11	11
	A2 adoptée(cm2)		12,06	6,78
	choix des barres /nappe		2*3HA16	2*3HA12
	St(cm)		15	15
	AH/ml(cm2)		4,02	2,26
	choix des barres		6HA12	6HA10
	At(cm2): 4 épingles HA 8			
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,10746331	0,12369182
		ζ_b [Mpa]	0,15044864	0,17316855
	ELS	NS [KN]	1524,53	1103,55
		σ_b [Mpa]	1,99785083	1,4644196

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT4

L=2,30m

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2,3	2,3	2,3
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,46	0,46	0,46
solicitation de calcul	max [KN/m²]		8333,72	1831,76	1999,52
	min [KN/m²]		-11119,6	-4706,27	-2975,83
	Vu(kn)		58,92	70,14	76,34
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,98531027	0,64439105	0,92433618
	Lt [m]		1,31468973	1,65560895	1,37566382
	d[m]		0,66	0,66	0,66
	σ_1		4183,69071	730,22171	959,306466
	N(KN)	N1	826,149107	169,090793	195,282547
		N2	273,901933	72,7015272	68,6540932
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	23,7399169	4,85893083	5,61156744
		A'2	7,87074521	2,08912434	1,97281877
	Amin(cm2)		6,6	6,6	6,6
	Avj/4(cm2)		0,56	0,67	0,73
	A1adoptée(cm2)		24,12	13,56	13,56
	choix des barres /nappe		2*6HA16	2*6HA12	2*6HA12
	St(cm)		11	11	11
	A2adoptée(cm2)		20,1	11,3	11,3
	choix des barres /nappe		2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12
	St(cm)		13	13	13
	AH/ml(cm2)		6,03	3,39	3,39
	choix des barres		6HA12	6HA10	6HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,12352201	0,14704403	0,16004193
		ζ_b [Mpa]	0,17293082	0,20586164	0,2240587
	ELS	NS [KN]	1965,49	1422,76	542,89
		σ_b [Mpa]	2,57571568	1,8880138	0,72041933

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT5

L=3,80m

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		3,8	3,8	3,8
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m ²]		0,76	0,76	0,76
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		11305,68	2786,41	1706,11
	min [KN/m ²]		-13705,01	-4646,43	-2303,44
	Vu(kn)		48,55	44,68	26,94
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,71772886	1,42453732	1,61694405
	Lt [m]		2,08227114	2,37546268	2,18305595
	d[m]		0,94	0,94	0,94
	σ_1		5103,72496	1102,61695	734,632292
	N(KN)	N1	1542,48407	365,568533	229,429775
		N2	582,983774	158,276547	91,3189045
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	44,3242548	10,5048429	6,59280964
		A'2	16,7524073	4,54817664	2,62410645
	Amin(cm ²)		9,4	9,4	9,4
	Av/4(cm ²)		0,46	0,43	0,25
	A1adoptée(cm ²)		43,98	21,54	21,54
	choix des barres /nappe		2*7HA20	2*7HA14	2*7HA14
	St(cm)		13	13	13
	A2 adoptée(cm ²)		25,12	12,3	9,04
	choix des barres /nappe		2*4HA20	2*4HA14	2*4HA12
	St(cm)		23	23	23
	AH/ml(cm ²)		10,995	5,385	5,385
	choix des barres		10HA12	10HA10	10HA10
	At(cm ²) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,10178197	0,09366876	0,05647799
		ζ_b [Mpa]	0,14249476	0,13113627	0,07906918
	ELS	NS [KN]	2251,37	1688,46	627,3
		σ_b [Mpa]	2,95035284	2,24059981	0,83243207

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT8	VT9
-----	-----

L=3,50m

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		3,5	3,5	3,5
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,7	0,7	0,7
solicitation de calcul	max [KN/m²]		5254,65	2241,25	2826,15
	min [KN/m²]		-10549,37	-4738,38	-2870,81
	Vu(kn)		159,59	149,38	148,92
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,16370866	1,12389554	1,73628128
	Lt [m]		2,33629134	2,37610446	1,76371872
	d[m]		1,56	1,56	1,56
	σ_1		3508,66087	1471,46308	2499,71492
	N(KN)	N1	1367,0765	579,183241	830,834928
		N2	272,374304	120,086759	50,9238724
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	39,2838074	16,6431966	23,8745669
		A'2	7,82684781	3,45076894	1,46332967
	Avj/4(cm2)		1,53	1,43	1,43
	Amin(cm2)		15,6	15,6	15,6
	A1 adoptée(cm2)		40,2	30,78	30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA16	2*10HA14	2*10HA14
	St(cm)		15	15	15
	A2adoptée(cm2)		28,14	21,54	21,54
	choix des barres /nappe		2*7HA16	2*7HA14	2*7HA14
	St(cm)		20	20	20
	AH/ml(cm2)		10,05	7,695	7,695
	choix des barres		10HA12	10HA10	10HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,33457023	0,31316562	0,31220126
		ζ_b [Mpa]	0,46839832	0,43843187	0,43708176
	ELS	NS [KN]	2696,8	1778,39	650,5
		σ_b [Mpa]	3,5340755	2,35993763	0,86321866

VT14

L=5,45m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		5,45
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,09
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		722,16
	min [KN/m²]		-3573,95
	Vu(kn)		140,008
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,91612459
	Lt [m]		4,53387541
	d[m]		3,92
	σ_1		624,381339
	N(KN)	N1	527,844205
		N2	38,3292352
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	15,1679369
		A'2	1,1014148
	Amin(cm²)		39,2
	Avj/4(cm²)		1,34
	A1adoptée(cm²)		55,4
	choix des barres /nappe		2*18HA14
	St(cm)		20
	A2 adoptée(cm²)		55,4
	choix des barres /nappe		2*18HA14
	St(cm)		20
	AH/ml(cm²)		13,85
	choix des barres		12HA12
	At(cm²): 4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,29351782
		ζ_b [Mpa]	0,41092495
	ELS	NS [KN]	2397,04
		σ_b [Mpa]	3,14124901

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT12			
L=4,45m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,45
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,89
solicitation de calcul	max [KN/m²]		722,16
	min [KN/m²]		-3573,95
	Vu(kn)		63,98
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,74802833
	Lt [m]		3,70197167
	d[m]		3,21
	σ_1		626,188909
	N(KN)	N1	432,82
		N2	30,8067202
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	12,4373563
		A'2	0,88525058
	Amin(cm²)		32,1
	Avj/4(cm²)		0,61
	A1adoptée(cm²)		49,24
	choix des barres /nappe		2*16HA14
	St(cm)		20
	A2adoptée(cm²)		43,08
	choix des barres /nappe		2*14HA14
	St(cm)		22
	AH/ml(cm²)		12,31
	choix des barres		12HA12
	At(cm²) : 4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,13412998
		ζ_b [Mpa]	0,18778197
	ELS	NS [KN]	2093,69
		σ_b [Mpa]	2,74371793

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT13			
L=3,80m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		3,8
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,76
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		4057,54
	min [KN/m²]		-5042,51
	Vu(kn)		51,19
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,69434805
	Lt [m]		2,10565195
	d[m]		0,98
	σ_1		1888,43612
	N(KN)	N1	582,70566
		N2	212,57218
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	16,7444155
		A'2	6,10839597
	Amin(cm²)		9,8
	Avj/4(cm²)		0,49
	A 1adoptée(cm²)		18,46
	choix des barres /nappe		2*6HA14
	St(cm)		16
	A2 adoptée(cm²)		15,38
	choix des barres		2*5HA14
	St(cm)		19
	AH/ml(cm²)		4,615
	choix des barres		6HA12
	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,10731656
		ζ_b [Mpa]	0,15024319
	ELS	NS [KN]	2093,69
		σ_b [Mpa]	2,74371793

VT12			
L=4,45m	Zone		I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,45
	e [m]		0,2
	B [m ²]		0,89
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		722,16
	min [KN/m ²]		-3573,95
	Vu(kn)		63,98
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,74802833
	Lt [m]		3,70197167
	d[m]		3,21
	σ_1		626,188909
	N(KN)	N1	432,82
		N2	30,8067202
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	12,4373563
		A'2	0,88525058
	Amin(cm ²)		32,1
	Avj/4(cm ²)		0,61
	A1adoptée(cm ²)		49,24
	choix des barres /nappe		2*16HA14
	St(cm)		20
	A2adoptée(cm ²)		43,08
	choix des barres /nappe		2*14HA14
	St(cm)		22
	AH/ml(cm ²)		12,31
	choix des barres		12HA12
	At(cm ²) : 4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,13412998
		ζ_b [Mpa]	0,18778197
	ELS	NS [KN]	2093,69
		σ_b [Mpa]	2,74371793

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT6	VT7
-----	-----

L=5,45m

	Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]	5,45	5,45	5,45
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [m2]	1,09	1,09	1,09
solvitation de calcul	max [KN/m²]	6237,99	4031,57	2470,67
	min [KN/m²]	-11421,4	-7186,56	-3241,98
	Vu(kn)	-231,5	294,18	310,71
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]	1,92515401	1,95862024	2,35707623
	Lt [m]	3,52484599	3,49137976	3,09292377
	d1[m]	2,2	2,2	2,2
	$\sigma 1$	3893,38372	2540,3865	1757,39022
	N(KN)	N1	2228,90222	1445,83043
		N2	515,813381	328,06037
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	64,0489143	41,5468514
		A'2	14,8222236	9,42702213
	Amin(cm2)	22	22	22
	Avj/4(cm2)	2,025	2,83	2,99
	A1 adoptée(cm2)	69,1	44,22	24,88
	choix des barres /nappe	2*11HA20	2*11HA16	2*11HA12
	St(cm)	20	20	20
	A2 adoptée(cm2)	37,68	25,12	6,78
	choix des barres /nappe	2*6HA20	2*6HA16	2*6HA12
	St(cm)	20	20	20
	AH/ml(cm2)	17,275	11,055	6,22
	choix des barres	16HA12	10HA12	10HA10
	At(cm2): 4 épingles HA 8			
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	-0,48532495	0,61672956
		ζ_b [Mpa]	-0,67945493	0,86342138
	ELS	NS [KN]	4005,19	2874,28
		σ_b [Mpa]	5,24868134	3,81419235

VL11

L=4,30m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,3
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,86
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		5940,54
	min [KN/m²]		-7906,17
	Vu(kn)		-100,45
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,8447936
	Lt [m]		2,4552064
	d[m]		1,23
	σ_1		2976,06922
	N(KN)	N1	1096,74293
		N2	364,629906
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	31,5156016
		A'2	10,4778709
	Amin(cm²)		12,3
	Avj/4(cm²)		0,96
	A1 adoptée(cm²)		20,1
	choix des barres /nappe		2*10HA16
	St(cm)		12
	A2adoptée(cm²)		16,08
	choix des barres /nappe		2*8HA16
	St(cm)		15
	AH/ml(cm²)		5,025
	choix des barres		9*HA12
	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	-0,210587
		ζ_b [Mpa]	-0,2948218
	ELS	NS [KN]	1776,06
		σ_b [Mpa]	2,32747335

VL15

L=8,00m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		8
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,6
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		1676,98
	min [KN/m²]		-8625,07
	Vu(kn)		722,49
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,30224955
	Lt [m]		6,69775045
	d[m]		5,82
	σ_1		1457,2092
	N(KN)	N1	1824,09812
		N2	127,906603
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	52,4166126
		A'2	3,6754771
	Amin(cm²)		58,2
	Avj/4(cm²)		6,95
	A adoptée(cm²)		76,94
	choix des barres /nappe		2*25HA14
	St(cm)		22
	A adoptée(cm²)		67,72
	choix des barres /nappe		2*22HA14
	St(cm)		24
	AH/ml(cm²)		19,235
	choix des barres		18HA12
	At(cm²): 4 épingles de HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	1,51465409
		ζ_b [Mpa]	2,12051572
	ELS	NS [KN]	3068,93
		σ_b [Mpa]	4,0217407

VL8,VL10,VL12,VL13,VL14,VL16		
------------------------------	--	--

L=4,000m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]	4	
	e [m]	0,2	
	B [m2]	0,8	
sollicitation de calcul	max [KN/m²]	1676,98	
	min [KN/m²]	-8625,25	
	Vu(kn)	722,49	
	Nature de la section	SPC	
	Lc [m]	0,6511134	
	Lt [m]	3,3488866	
	d[m]	2,2	
	σ_1	1101,666446	
	N(KN)	N1	611,3022182
		N2	126,5689818
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	17,5661557
		A'2	3,637039707
	Amin(cm2)		22
	Avj/4(cm2)		0,47
	A1 adoptée(cm2)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		22
	A2 adoptée(cm2)		24,62
	choix des barres /nappe		2*8HA14
	St(cm)		24
	AH/ml(cm2)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm2) : 4 épingles de HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	1,514654088
		ζ_b [Mpa]	2,120515723
	ELS	NS [KN]	1484,9
		σ_b [Mpa]	1,945916903

VL9

L=5,50m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		5,5
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,1
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		112,06
	min [KN/m²]		-1925,12
	Vu(kn)		49,088
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,30254077
	Lt [m]		5,19745923
	d[m]		2,47
	σ_1		53,2545206
	N(KN)	N1	40,8326866
		N2	14,5249534
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	1,17335306
		A'2	0,41738372
	Amin(cm²)		24,7
	Avj/4(cm²)		0,47
	A1 adoptée(cm²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		24
	A2 adoptée(cm²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		24
	AH/ml(cm²)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm²) : 4 épines de HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,10290985
		ζ_b [Mpa]	0,14407379
	ELS	NS [KN]	1484,9
		σ_b [Mpa]	1,9459169

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL7

L=2,3

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2,3	2,3	2,3
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,46	0,46	0,46
solicitation de calcul	max [KN/m²]		6171,77	1653,53	1407,41
	min [KN/m²]		-8688,88	-2917,08	-4161,27
	Vu(kn)		18,069	19,008	17,44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,95521199	0,83208128	0,58129449
	Lt [m]		1,34478801	1,46791872	1,71870551
	d[m]		0,71	0,71	0,71
	σ_1		3258,47394	799,776092	581,403326
	N(KN)	N1	669,54732	174,184733	141,205746
		N2	206,84402	60,6165275	58,6464739
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	19,2398655	5,00530841	4,05763638
		A'2	5,94379368	1,74185424	1,6852435
	Amin(cm2)		7,1	7,1	7,1
	Avj/4(cm2)		0,17	0,18	0,16
	A1adoptée(cm2)		20,1	15,38	11,3
	choix des barres /nappe		2*5HA16	2*5HA14	2*5HA12
	St(cm)		14	14	14
	A2 adoptée(cm2)		12,96	9,24	6,78
	choix des barres /nappe		2*3HA16	2*3HA14	2*3HA12
	St(cm)		22	22	22
	AH/ml(cm2)		5,025	3,845	2,825
	choix des barres		8HA10	8HA10	8HA10
	At(cm2):4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,0378805	0,03984906	0,03656184
		ζ_b [Mpa]	0,0530327	0,05578868	0,05118658
	ELS	NS [KN]	1200,33	933,67	1176,96
		σ_b [Mpa]	1,57299646	1,23898749	1,56183525

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL3

L=4,00 m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		4	4	4
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,8	0,8	0,8
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		6352,88	2907,33	2964,64
	min [KN/m²]		-11983,16	-6477,89	-3593,36
	Vu(kn)		113,73	136,72	164,38
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,3858783	1,23911	1,80825862
	Lt [m]		2,6141217	2,76089	2,19174138
	d[m]		1,94	1,94	1,94
	σ_1		4714,61876	2042,89929	2624,1242
	N(KN)	N1	2147,09476	960,344482	1084,22025
		N2	317,82268	167,699558	66,0600659
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	61,6981253	27,5961058	31,1557544
		A'2	9,13283563	4,81895283	1,89827775
	Amin(cm²)		19,4	19,4	19,4
	Avj/4(cm²)		1,09	1,31	1,58
	A1 adoptée(cm²)		62,82	40,2	40,2
	choix des barres /nappe		2*10HA20	2*10HA16	2*10HA16
	St(cm)		19	19	19
	A2 adoptée(cm²)		43,98	28,14	28,14
	choix des barres /nappe		2*7HA20	2*7HA16	2*7HA16
	St(cm)		24	24	24
	AH/ml(cm²)		15,705	10,05	10,05
	choix des barres		10HA14	10HA12	10HA12
	At(cm²): 4 épingles de HA8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,23842767	0,28662474	0,34461216
		ζ_b [Mpa]	0,33379874	0,40127463	0,48245702
	ELS	NS [KN]	225,89	1914,17	713,84
		σ_b [Mpa]	0,29602207	2,54011877	0,94727134

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL1	VL2	VL4	VL5
-----	-----	-----	-----

L=1,80m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		1,8	1,8	1,8
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,36	0,36	0,36
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		5304,55	6139,05	4398,51
	min [KN/m²]		-14935,93	-8298,88	-5978,35
	Vu(kn)		30,602	136,72	19,61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,47173733	0,76536526	0,7629782
	Lt [m]		1,32826267	1,03463474	1,0370218
	d[m]		1	1	1
	σ_1		3993,60015	5933,54325	4241,48269
	N(KN)	N1	929,815015	1207,25933	863,999269
		N2	131,094985	20,5506748	15,7027309
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	26,7188223	34,6913599	24,8275652
		A'2	3,76709726	0,59053663	0,4512279
	Amin(cm²)		10	10	10
	Avj/4(cm²)		0,29	1,31	0,18
	A1 adoptée(cm²)		36,18	36,18	27,7
	choix des barres /nappe		2*9HA16	2*9HA16	2*9HA14
	St(cm)		11	11	11
	A2 adoptée(cm²)		24,12	24,12	18,46
	choix des barres /nappe		2*6HA16	2*6HA16	2*6HA14
	St(cm)		16	16	16
	AH/ml(cm²)		9,045	9,045	6,925
	choix des barres		10HA12	10HA12	10HA12
	At(cm²)				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,06415514	0,28662474	0,04111111
		ζ_b [Mpa]	0,08981719	0,40127463	0,05755556
	ELS	NS [KN]	3863,99	2378,88	886,42
		σ_b [Mpa]	5,06364298	3,15679262	1,17628637

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL6

L=5,50m

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		5,5	5,5	5,5
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		1,1	1,1	1,1
solicitation de calcul	max [KN/m²]		6171,77	2817,99	442,91
	min [KN/m²]		-8688,88	-4623,43	-1142,16
	Vu(kn)		231,5	294,13	310,71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		2,28420258	2,08279401	1,5368438
	Lt [m]		3,21579742	3,41720599	3,9631562
	d[m]		1,69	1,69	1,69
	σ_1		3243,45409	1393,65409	188,869139
	N(KN)	N1	1591,17287	711,767851	106,770675
		N2	494,885389	240,712769	42,9329055
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	45,7233584	20,4530992	3,06812283
		A'2	14,2208445	6,91703359	1,23370418
	Amin(cm2)		16,9	16,9	16,9
	Avj/4(cm2)		2,22	2,83	2,99
	A1adoptée(cm2)		48,24	36,94	13,57
	choix des barres /nappe		2*12HA16	2*12HA14	2*12HA12
	St(cm)		14	14	14
	A2 adoptée(cm2)		32,16	24,62	18,1
	choix des barres /nappe		2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12
	St(cm)		20	20	20
	AH/ml(cm2)		12,06	9,235	3,3925
	choix des barres		12HA12	12HA10	12HA10
	At(cm2): 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,48532495	0,61662474	0,65138365
		ζ_b [Mpa]	0,67945493	0,86327463	0,91193711
	ELS	NS [KN]	4005,19	2874,28	1176,96
		σ_b [Mpa]	5,24868134	3,81419235	1,56183525

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL7

L=2,3

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2,3	2,3	2,3
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,46	0,46	0,46
solicitation de calcul	max [KN/m²]		6171,77	1653,53	1407,41
	min [KN/m²]		-8688,88	-2917,08	-4161,27
	Vu(kn)		18,069	19,008	17,44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,95521199	0,83208128	0,58129449
	Lt [m]		1,34478801	1,46791872	1,71870551
	d[m]		0,71	0,71	0,71
	σ_1		3258,47394	799,776092	581,403326
	N(KN)	N1	669,54732	174,184733	141,205746
		N2	206,84402	60,6165275	58,6464739
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	19,2398655	5,00530841	4,05763638
		A'2	5,94379368	1,74185424	1,6852435
	Amin(cm2)		7,1	7,1	7,1
	Avj/4(cm2)		0,17	0,18	0,16
	A1adoptée(cm2)		20,1	15,38	11,3
	choix des barres /nappe		2*5HA16	2*5HA14	2*5HA12
	St(cm)		14	14	14
	A2 adoptée(cm2)		12,96	9,24	6,78
	choix des barres /nappe		2*3HA16	2*3HA14	2*3HA12
	St(cm)		22	22	22
	AH/ml(cm2)		5,025	3,845	2,825
	choix des barres		8HA10	8HA10	8HA10
	At(cm2):4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,0378805	0,03984906	0,03656184
		ζ_b [Mpa]	0,0530327	0,05578868	0,05118658
	ELS	NS [KN]	1200,33	933,67	1176,96
		σ_b [Mpa]	1,57299646	1,23898749	1,56183525

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Bloc II :

VT1,VT3,VT4

L=4,00m

Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]	4	4	4
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [m2]	0,8	0,8	0,8
solvitation de calcul	max [KN/m²]	4054,2	3588,94	2091,88
	min [KN/m²]	-1178,15	-6270,53	-4121,25
	Vu(kn)	60,28	69,46	90,96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc [m]	3,099333951	1,456037698	1,346747935
	Lt [m]	0,900666049	2,543962302	2,653252065
	d[m]	1,71	1,71	1,71
	$\sigma 1$	7697,283593	2412,412871	1348,200138
	N(KN)	N1	2009,503694	1026,231341
		N2	-622,9672945	201,1861391
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	57,74435904	29,48940635
		A'2	-17,90135904	5,781210895
	Amin(cm2)		17,1	17,1
	Avj/4(cm2)		0,58	0,66
	A1 adoptée(cm2)		62,82	30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA20	2*10HA14
	St(cm)		17	17
	A2 adoptée(cm2)		37,68	18,46
	choix des barres /nappe		2*6HA20	2*6HA14
	St(cm)		24	24
	AH/ml(cm2)		15,705	7,695
	choix des barres		10HA14	10HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8			
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,126373166	0,145618449
		ζ_b [Mpa]	0,176922432	0,203865828
	ELS	NS [KN]	4080,68	1809,83
		σ_b [Mpa]	5,34760872	2,40165876

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT2

L=1,80m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		1,8	1,8	1,8
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,36	0,36	0,36
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		2181,43	1697,07	2554,15
	min [KN/m²]		-6115,3	-4643,37	-3496,89
	Vu(kn)		21,4	17,95	20,66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,47326766	0,48178454	0,75978179
	Lt [m]		1,32673234	1,31821546	1,04021821
	d[m]		1	1	1
	σ_1		1644,21258	1287,39956	2455,39828
	N(KN)	N1	382,564258	298,446956	500,954828
		N2	53,7217422	40,9670438	9,87517245
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	10,9932258	8,57606196	14,3952537
		A'2	1,54372822	1,1772139	0,28376932
	Amin(cm2)		10	10	10
	Avj/4(cm2)		0,2	0,17	0,19
	A1 adoptée(cm2)		18,46	18,46	18,46
	choix des barres /nappe		2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
	St(cm)		16	16	16
	A2 adoptée(cm2)		15,38	15,38	15,38
	choix des barres		2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
	St(cm)		20	20	20
	AH/ml(cm2)		4,615	4,615	4,615
	choix des barres		8HA10	8HA10	8HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,04486373	0,03763103	0,04331237
		ζ_b [Mpa]	0,06280922	0,05268344	0,06063732
	ELS	NS [KN]	2556,78	756,57	429,31
		σ_b [Mpa]	3,35058349	1,00397439	0,56969777

VT7

L=4,00m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		4
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,8
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		477,16
	min [KN/m²]		-3374,92
	Vu(kn)		44,98
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,49548296
	Lt [m]		3,50451704
	d[m]		2,17
	σ_1		295,457887
	N(KN)	N1	167,658082
		N2	39,4293585
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	4,81776096
		A'2	1,13302754
	Amin(cm²)		21,7
	Avj/4(cm²)		0,43
	A1 adoptée(cm²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		20
	A2 adoptée(cm²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		20
	AH/ml(cm²)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,09429769
		ζ_b [Mpa]	0,13201677
	ELS	NS [KN]	2960,1
		σ_b [Mpa]	3,87912225

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT5	VT6
-----	-----

L=3,55m

	Zone		I
caractéristiques géométriques	L[m]		3,55
	e [m]		0,2
	B [m ²]		0,71
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		2765,35
	min [KN/m ²]		-5147,5
	Vu(kn)		28,23
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,24063928
	Lt [m]		2,30936072
	d[m]		1,47
	σ_1		1760,25532
	N(KN)	N1	665,263982
		N2	147,748918
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	19,1167811
		A'2	4,24565856
	Amin(cm ²)		14,7
	Avj/4(cm ²)		0,27
	A1 adoptée(cm ²)		27,7
	choix des barres /nappe		2*9HA14
	St(cm)		16
	A2 adoptée(cm ²)		21,54
	choix des barres		2*7HA14
	St(cm)		20
	AH/ml(cm ²)		6,925
	choix des barres		10HA10
	At(cm ²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,05918239
		ζ_b [Mpa]	0,08285535
	ELS	NS [KN]	3440,06
		σ_b [Mpa]	4,50809543

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL1	VL2
-----	-----

L=2,60m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2,6	2,6	2,6
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,52	0,52	0,52
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		5869,43	3452,3	4154,29
	min [KN/m²]		-9196,86	-5664,49	-5239,27
	Vu(kn)		41,14	57,78	50,71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,01289156	0,98455487	1,1498467
	Lt [m]		1,58710844	1,61544513	1,4501533
	d[m]		0,96	0,96	0,96
	σ_1		3550,26327	2051,57572	2750,13573
	N(KN)	N1	904,290554	528,372069	662,82487
		N2	222,640006	134,469531	134,79881
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	25,9853608	15,1831054	19,0466917
		A'2	6,39770132	3,86406699	3,87352901
	Amin(cm²)		9,6	9,6	9,6
	Avj/4(cm²)		0,39	0,55	0,48
	A adoptée(cm²)		28,14	21,54	21,54
	choix des barres /nappe		2*7HA16	2*7HA14	2*7HA14
	St(cm)		14	14	14
	A adoptée(cm²)		24,12	18,46	18,46
	choix des barres /nappe		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA14
	St(cm)		16	16	16
	AH/ml(cm²)		7,035	5,385	5,385
	choix des barres		10HA10	10HA10	10HA10
Vérification des contraintes	At(cm²) : 4 épingles HA 8				
	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,08624738	0,12113208	0,10631027
		ζ_b [Mpa]	0,12074633	0,16958491	0,14883438
	ELS	NS [KN]	3509,03	1038,98	634,59
		σ_b [Mpa]	4,59847854	1,3787347	0,84210596

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL3	VL4
-----	-----

L=3,10m

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		3,1	3,1	3,1
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,62	0,62	0,62
solicitation de calcul	max [KN/m²]		10272,78	5620,45	5772,44
	min [KN/m²]		-14640,4	-7958,33	-7304,77
	Vu(kn)		60,28	69,46	74,91
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1,27826387	1,28313405	1,36837781
	Lt [m]		1,82173613	1,81686595	1,73162219
	d[m]		0,97	0,97	0,97
	σ_1		5469,83532	3000,68175	3233,53838
	N(KN)	N1	1527,03369	836,24978	873,579903
		N2	465,885634	254,11752	246,273457
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	43,8802783	24,0301661	25,1028708
		A'2	13,3875182	7,30222758	7,07682349
	Amin(cm2)		9,7	9,7	9,7
	Avj/4(cm2)		0,58	0,66	0,72
	A adoptée(cm2)		43,98	28,14	28,14
	choix des barres /nappe		2*7HA20	2*7HA16	2*7HA16
	St(cm)		12	12	12
	A adoptée(cm2)		31,4	20,1	20,1
	choix des barres /nappe		2*5HA20	2*5HA16	2*5HA16
	St(cm)		19	19	19
	AH/ml(cm2)		10,995	7,035	7,035
	choix des barres		10HA12	10HA10	10HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,12637317	0,14561845	0,15704403
		ζ_b [Mpa]	0,17692243	0,20386583	0,21986164
	ELS	NS [KN]	3571,34	2522,6	735,2
		σ_b [Mpa]	4,68013393	3,3475102	0,97561623

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL5	VL6
-----	-----

L=2,00m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		2	2	2
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,4	0,4	0,4
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		7331,87	5654,56	7701,26
	min [KN/m²]		-8113,57	-9122,32	-8428,49
	Vu(kn)		42,15	61,52	90,97
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,94938959	0,76532529	0,95491375
	Lt [m]		1,05061041	1,23467471	1,04508625
	d[m]		0,73	0,73	0,73
	d2[m]		5094,43374	0,5	0,63
	σ_1		907,120173	3343,25209	5379,38355
	N(KN)	N1	163,332847	656,840283	954,886979
		N2	26,0666716	168,725477	169,496981
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	4,69347262	18,8747208	27,439281
		A'2	7,3	4,84843326	4,8706029
	Amin(cm2)		0,4	7,3	7,3
	Avj/4(cm2)		1,62	0,59	0,87
	A1 adoptée(cm2)		28,14	28,14	28,14
	choix des barres /nappe		2*7HA16	2*7HA16	2*7HA16
	St(cm)		11	11	11
	A2 adoptée(cm2)		16,08	16,08	16,08
	choix des barres /nappe		2*4HA16	2*4HA16	2*4HA16
	St(cm)		18	18	18
	AH/ml(cm2)		7,035	7,035	7,035
	choix des barres		10HA10	10HA10	10HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8				
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,12371069	0,12897275	0,19071279
		ζ_b [Mpa]	4153,42	0,18056184	0,2669979
	ELS	NS [KN]	5,44293231	2427,94	603,33
		σ_b [Mpa]	0,08836478	3,22189563	0,80062369

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL7	VL8
-----	-----

L=4,45m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,45
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,89
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		3049,29
	min [KN/m²]		-5492,27
	Vu(kn)		11,39
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,58862556
	Lt [m]		2,86137444
	d[m]		1,81
	σ_1		1928,86845
	N(KN)	N1	901,04668
		N2	202,7963
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	25,892146
		A'2	5,82747988
	Amin(cm²)		18,1
	Avj/4(cm²)		0,1
	A adoptée(cm²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		18
	A adoptée(cm²)		24,62
	choix des barres /nappe		2*8HA14
	St(cm)		22
	AH/ml(cm²)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm²)		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,02387841
		ζ_b [Mpa]	0,03342977
	ELS	NS [KN]	4235,5
		σ_b [Mpa]	5,55049569

VL9

L=5,85m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		5,85
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,17
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		3389,16
	min [KN/m²]		-4574,87
	Vu(kn)		25,82
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		2,48951674
	Lt [m]		3,36048326
	d[m]		2,71
	σ_1		2733,12583
	N(KN)	N1	1659,13946
		N2	177,78526
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	47,6764213
		A'2	5,10877184
	Amin(cm²)		27,1
	Avj/4(cm²)		0,24
	A1adoptée(cm²)		48,24
	choix des barres /nappe		2*12HA16
	St(cm)		22
	A2 adoptée(cm²)		40,2
	choix des barres /nappe		2*10HA16
	St(cm)		25
	AH/ml(cm²)		12,06
	choix des barres		12HA12
Vérification des contraintes	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,05412998
		ζ_b [Mpa]	0,07578197
	ELS	NS [KN]	4080,68
		σ_b [Mpa]	5,34760872

VL10

L=4,10m

	Zone		I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,1
	e [m]		0,2
	B [m ²]		0,82
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		3843,63
	min [KN/m ²]		-7886,97
	Vu(kn)		4,9
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,34339957
	Lt [m]		2,75660043
	d1[m]		1,86
	σ_1		2593,46684
	N(KN)	N1	1197,30001
		N2	232,530348
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	34,4051728
		A'2	6,68190656
	Amin(cm ²)		18,6
	Avj/4(cm ²)		0,004
	A1adoptée(cm ²)		36,94
	choix des barres /nappe		2*12HA14
	St(cm)		15
	A2adoptée(cm ²)		24,62
	choix des barres /nappe		2*8HA14
	St(cm)		22
	AH/ml(cm ²)		9,235
	choix des barres		10HA12
Vérification des contraintes	At(cm ²) : 4 épingles HA 8		
	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,01027254
		ζ_b [Mpa]	0,01438155
	ELS	NS [KN]	4235,5
		σ_b [Mpa]	5,55049569

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL11	VL12
------	------

L=5,45m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		5,45
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,09
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		3389,16
	min [KN/m²]		-4574,87
	Vu(kn)		44,98
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		2,31929337
	Lt [m]		3,13070663
	d[m]		2,59
	σ_1		2803,8157
	N(KN)	N1	1603,98071
		N2	151,604173
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	46,0913996
		A'2	4,35644176
	Amin(cm²)		25,9
	Avj/4(cm²)		0,43
	A1 adoptée(cm²)		48,24
	choix des barres /nappe		2*12HA16
	St(cm)		20
	A2adoptée(cm²)		40,2
	choix des barres /nappe		2*10HA16
	St(cm)		25
	AH/ml(cm²)		12,06
	choix des barres		12HA12
Vérification des contraintes	At(cm²) :4 épingles HA 8		
	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,09429769
		ζ_b [Mpa]	0,13201677
	ELS	NS [KN]	3755,25
		σ_b [Mpa]	4,92114247

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Bloc III :

VT1,VT2

L=2,00m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		2
	e [m]		0,2
	B [m2]		0,4
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		10155,44
	min [KN/m²]		-12492,61
	Vu(kn)		47,907
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,8968048
	Lt [m]		1,1031952
	d[m]		0,51
	σ_1		4694,79419
	N(KN)	N1	757,361943
		N2	278,492937
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	21,7632742
		A'2	8,00267059
	Amin(cm2)		5,1
	Avj/4(cm2)		0,46
	A adoptée(cm2)		31,4
	choix des barres /nappe		2*5HA20
	St(cm)		10
	A adoptée(cm2)		18,84
	choix des barres /nappe		2*3HA20
	St(cm)		16
	AH/ml(cm2)		7,85
	choix des barres		10HA10
	At(cm2) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,10043396
		ζ_b [Mpa]	0,14060755
	ELS	NS [KN]	685,3
		σ_b [Mpa]	0,89806509

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VT3

L=4,95m

	Zone		I
caractéristiques géométriques	L[m]		4,95
	e [m]		0,2
	B [m2]		0,99
solicitation de calcul	max [KN/m²]		7005,51
	min [KN/m²]		-5650,88
	Vu(kn)		110,598
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		2,73990249
	Lt [m]		2,21009751
	d[m]		1,72
	σ_1		5452,01158
	N(KN)	N1	2142,69371
		N2	267,201729
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	61,5716584
		A'2	7,6782106
	Amin(cm2)		17,2
	Avj/4(cm2)		1,06
	A1 adoptée(cm2)		64,32
	choix des barres /nappe		2*15HA16
	St(cm)		11
	A2 adoptée(cm2)		32,16
	choix des barres /nappe		2*8HA16
	St(cm)		20
	AH/ml(cm2)		16,08
	choix des barres		15HA12
Vérification des contraintes	At(cm2)		
	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,23186164
		ζ_b [Mpa]	0,32460629
	ELS	NS [KN]	806,47
		σ_b [Mpa]	1,05685474

VT4

L=9,45m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		9,45
	e [m]		0,2
	B [m²]		1,89
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		864,36
	min [KN/m²]		-1643,3
	Vu(kn)		42,024
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		3,25730043
	Lt [m]		6,19269957
	d[m]		4,03
	σ_1		562,496333
	N(KN)	N1	575,023102
		N2	121,651058
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	16,5236524
		A'2	3,49572005
	Amin(cm²)		40,3
	Avj/4(cm²)		0,4
	A adoptée(cm²)		40,4
	choix des barres /nappe		2*20HA16
	St(cm)		20
	A adoptée(cm²)		40,4
	choix des barres /nappe		2*20HA16
	St(cm)		20
	AH/ml(cm²)		10,1
	choix des barres		10HA12
	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,08810063
		ζ_b [Mpa]	0,12334088
	ELS	NS [KN]	1281,51
		σ_b [Mpa]	1,67938041

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VL4 ,VL6

L=4,00m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		4
	e [m]		0,2
	B [m2]		0,8
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		1431,98
	min [KN/m²]		-3759,63
	Vu(kn)		127,609
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,10330321
	Lt [m]		2,89669679
	d[m]		2,16
	σ_1		1067,79447
	N(KN)	N1	539,951285
		N2	78,6640752
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	15,5158415
		A'2	2,26046193
	Amin(cm2)		21,6
	Avj/4(cm2)		1,22
	A1 adoptée(cm2)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		20
	A2 adoptée(cm2)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		
	AH/ml(cm2)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm2) 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,26752411
		ζ_b [Mpa]	0,37453375
	ELS	NS [KN]	1281,51
		σ_b [Mpa]	1,67938041

VL5

L=3,55m

	Zone		I
caractéristiques géométriques	L[m]		3,55
	e [m]		0,2
	B [m ²]		0,71
solicitation de calcul	max [KN/m ²]		906,93
	min [KN/m ²]		-2112,52
	Vu(kn)		127,609
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		1,0662874
	Lt [m]		2,4837126
	d[m]		1,78
	σ_1		649,968681
	N(KN)	N1	277,127965
		N2	45,7391148
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	7,96344728
		A'2	1,31434238
	Amin(cm ²)		17,8
	Avj/4(cm ²)		1,22
	A1 adoptée(cm ²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		17
	A2 adoptée(cm ²)		30,78
	choix des barres /nappe		2*10HA14
	St(cm)		17
	AH/ml(cm ²)		7,695
	choix des barres		10HA10
	At(cm ²)		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u [Mpa]	0,26752411
		ζ_b [Mpa]	0,37453375
	ELS	NS [KN]	1097,2
		σ_b [Mpa]	1,43784768

VL7

L=1,00m		Zone	I
caractéristiques géométriques	L[m]		1
	e [m]		0,2
	B [m²]		0,2
sollicitation de calcul	max [KN/m²]		984,3
	min [KN/m²]		-2112,52
	Vu(kn)		8,002
	Nature de la section		SPC
	Lc [m]		0,31784217
	Lt [m]		0,68215783
	d[m]		0,47
	σ_1		678,172971
	N(KN)	N1	78,1362296
		N2	14,3879704
Ferrailage	Av'(cm²)	A'1	2,24529396
		A'2	0,41344742
	Amin(cm²)		4,7
	Avj/4(cm²)		0,07
	A adoptée(cm²)		9,24
	choix des barres /nappe		2*3HA14
	St(cm)		15
	A adoptée(cm²)		9,24
	choix des barres /nappe		2*3HA14
	St(cm)		15
	AH/ml(cm²)		2,31
	choix des barres		6HA10
	At(cm²) : 4 épingles HA 8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζ_u[Mpa]	0,01677568
		ζ_b [Mpa]	0,02348595
	ELS	NS [KN]	1281,51
		σ_b [Mpa]	1,67938041

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Facilité d'exécution....

Remarque : Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^3 .

Vue qu'on a un joint de rupture entre le deuxième et le troisième bloc qui traverse les fondations on aura à étudier deux radiers.

1^{ère} partie : Radier bloc I et II

IX.1.1.Semelles filantes

Le dimensionnement se fera à L'ELS en utilisant la formule suivante $\frac{N_s}{A_{\min}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol égale 2bar

A_{\min} : La surface de la semelle

N_s : effort normal sous poteaux et voiles à L'ELS

On va utiliser directement effort normal du bâtiment à la base donnée par l'ETABS :

$$N_s = 85392\text{kN}$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = A_{\min}$$

i. La surface totale des semelles

$$A_{\min} = \frac{85392}{200} = 426.93\text{ cm}^2$$

ii. La surface totale du bâtiment : $A_{\text{bat}} = 656.61\text{ m}^2$ (tirée de l'Auto CAD)

Calcul du rapport :

$$\frac{A_{\min}}{A_{\text{bat}}} = \frac{426.93}{656.61} = 65\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, donc on optera pour un radier général.

IX.1.2.Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

a) pré dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{a- } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad (\text{condition forfaitaire}).$$

$$\text{b- } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad (\text{condition de longueur élastique})$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs dans le sens considéré ($L_{\max} = 5.93 \text{ m}$).

h : épaisseur de radier.

E : module de déformation longitudinale différée égale à : 10818.87 MPa.

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

I : inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h = 25 \text{ cm}$)

➤ Selon la condition forfaitaire :

On a:

$$0.93\text{m} \leq h \leq 1.5 \text{ m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 5.93\right]^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.31\text{m}$$

On prend $h = 135\text{cm}$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.93}{20} = 29.65\text{cm} \quad \text{On prend } h_d = 40\text{cm}$$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{593}{10} = 59.3 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n = 0.4 \times 135 \leq b_n \leq 0.7 \times 135 = 54 \leq b_n \leq 94.5$$

On prend **$b_n = 55 \text{ cm}$**

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 135 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

b) Combinaison d'action

$$G = 60516 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 24870.43 \text{ kN /ml}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 119002.23 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 85386.41 \text{ kN}$$

c) Caractéristique du radier

♦ Détermination de la surface du radier

$$\text{ELU: } S_{rad1} \leq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = 447.37 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{rad2} \leq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 426.93 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 656.61 \text{ m}^2 \geq \max(S_{rad1}; S_{rad2}) = 447.37 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30\right) \geq \max\left(\frac{135}{2}; 30\right) = 70 \text{ cm}$$

Nous prenons: **$L_d = 70 \text{ cm}$**

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 656.61 + (37.90 + 16.3 + 12 + 2.8 + 13.9 + 2.8 + 12 + 16.3) \times 0.7 = 736.41 \text{ m}^2$$

♦ Calcul des sollicitations a la base du radier:

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 60516 \text{ kN}$

Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $P_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$$P_1 = 736.41 \times 0.40 \times 25 = 7360.1 \text{ kN}$$

Poids des nervures : $P_2 = b \times (h_n - h_d) \times n \times \rho_b$

$$P_2 = [0.55 \times (1.35 - 0.4) \times 37.9 \times 9 + 0.55 \times (1.35 - 0.4) \times 18.55 \times 5] \times 25 = 5667.16 \text{ kN}$$

Poids de TVO : $P_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho$

$$\text{Avec : } S_{ner} = \frac{P_2}{\rho_b \times h_n} = \frac{5667.16}{25 \times 0.950} = 238.61 \text{ cm}^2$$

$$P_3 = (736.41 - 238.61) \times (1.35 - 0.4) \times 17 = 8039.47 \text{ kN}$$

Poids de la dalle flottante

$$P_4 = 736.41 \times 0.12 \times 25 = 2209.23 \text{ kN}$$

Donc : $G_{rad} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 23275.96 \text{ kN}$

♦ Poids total :

$G_{tot} = \text{poids de radier} + \text{poids de la structure.}$

$$G_{tot} = 23275.96 + 60516 = 83791.96 \text{ kN}$$

♦ Surcharge d'exploitation :

Surcharge du bâtiment: $Q_{bat} = 24870,43 \text{ kN}$

Surcharge du radier: $Q_{rad} = 4 \times 736.41 = 2945.64 \text{ kN}$

♦ Surcharge total :

$Q_{tot} = \text{Surcharge du bâtiment} + \text{Surcharge du radier}$

$$Q_{tot} = 24870,43 + 2945.64 = 27816.07 \text{ kN}$$

♦ Combinaisons d'action :

Etat limite ultime:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 154843.25 \text{ kN}$$

Etat limite de service:

$$N_s = G + Q = 111608.03 \text{ kN}$$

◆ Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées par **Auto-CAD** :

$$X = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 18.95m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.58m$$

◆ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 54813.48 m^4$$

$$I_{yy} = 310393.24 m^4$$

d) Calcul des sollicitations et Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales.

Moment sismique (M) rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

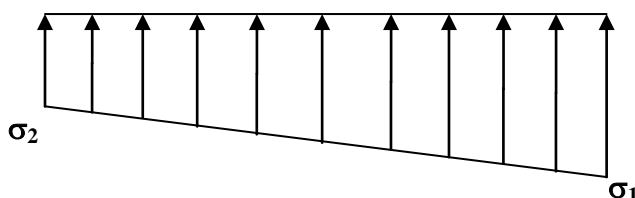


Fig .1X.1. Diagramme des contraintes sous le radier.

➤ Sens longitudinal

a. Cas accidentel : G+Q±E

$$M_x = 1009538.15 + 8317.05 \times 1.35 = 1020766.16 \text{ kN.m}$$

$$N = 85386.44 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{85386.44}{736.41} + \frac{1020766.16}{310393.24} \times 18.95 = 178.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{85386.44}{736.41} - \frac{1020766.16}{310393.24} \times 18.95 = 53.63 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180 + 53.63}{4} = 148.80 \text{ kN/m} \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Cas accidentel : 0.8G±E

$$M_x = 660718.945 + 8317.05 \times 1.35 = 671946.96 \text{ kN.m}$$

$$N = 48412.8 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{48412.8}{736.41} + \frac{671946.96}{310393.24} \times 18.95 = 106.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{48412.8}{736.41} - \frac{671946.96}{310393.24} \times 18.95 = 24.71 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 106.76 + 24.71}{4} = 86.24 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Cas courant : 1.35G+1.5Q

$$M_x = 1132885.78 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 154843.25 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{154843.25}{736.41} + \frac{1132885.78}{310393.24} \times 18.95 = 279.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{154843.25}{736.41} - \frac{1132885.78}{310393.24} \times 18.95 = 141.1 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 279.43 + 141.1}{4} = 244.84 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. A l'ELS : G+Q

$$M_x = 813319.75 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 111608.03 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{111608.03}{736.41} + \frac{813319.75}{310393.24} \times 18.95 = 201.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{111608.03}{736.41} - \frac{813319.75}{310393.24} \times 18.95 = 101.9 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 201.21 + 101.9}{4} = 176.38 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal

a. Cas accidentel : G+Q±E

$$M_y = 788369.1 + 9225.5 \times 1.35 = 800823.52 \text{ kN.m}$$

$$N = 85386.44 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{85386.44}{736.41} + \frac{800823.52}{54813.4} \times 7.58 = 226.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{85386.44}{736.41} - \frac{800823.52}{54813.4} \times 7.58 = 104.87 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 226.69 + 104.87}{4} = 196.23 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Cas accidentel : 0.8G±E

$$M_x = 371857.67 + 9225.5 \times 1.35 = 384312.09 \text{ kN.m}$$

$$N = 48412.8 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{48412.8}{736.41} + \frac{384312.09}{54813.4} \times 7.58 = 118.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{48412.8}{725.01} - \frac{382928.27}{54813.4} \times 7.58 = 13.82 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 119.72 + 13.82}{4} = 93.24 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Cas courant : 1.35G+1.5Q

$$M_y = 134231.23 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 154843.25 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{154843.25}{736.41} + \frac{134231.23}{54813.4} \times 7.58 = 228.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{154843.25}{736.41} - \frac{134231.23}{54813.4} \times 7.58 = 191.7 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 228.83 + 191.7}{4} = 219.54 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. A l'ELS : G+Q

$$M_y = 963213.21 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 111608.03 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{111608.03}{736.41} + \frac{963213.21}{54813.4} \times 7.58 = 284.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{111608.03}{736.41} - \frac{963213.21}{54813.4} \times 7.58 = 18.35 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 284.75 + 18.35}{4} = 218.15 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.1.3. Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{154843.25 \times 1}{736.41} \times \frac{5.93}{2} = 623.44 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{623.44 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times f_{c28}$$

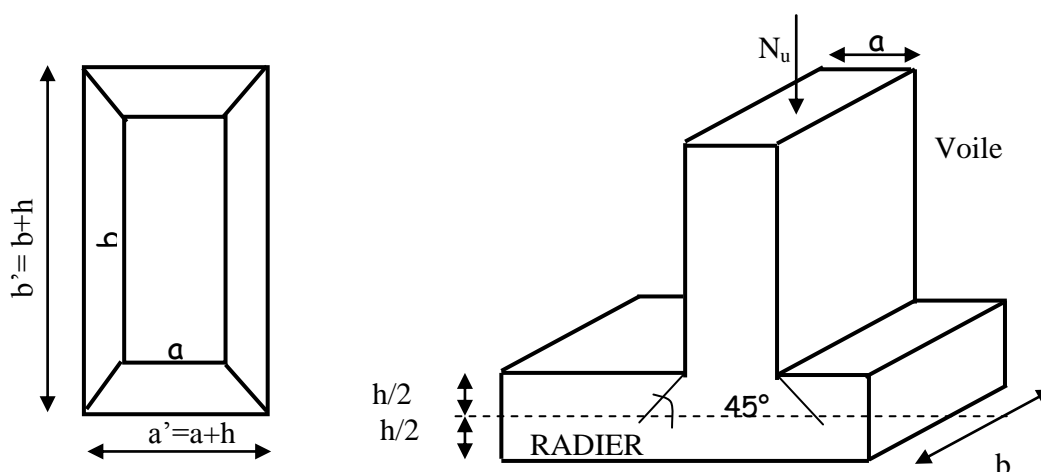
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



➤ Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité)

Calcul du périmètre utile μ_c

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.55 + 0.50 + 2 \times 0.95) = 5.9 \text{ m}$$

$$N_u = 3885.1 \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.95 \times 25000 = 6305.62 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification pour les voiles : (Voile le plus sollicité).

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.20 + 5.5 + 2 \times 0.95) = 15.2 \text{ m}$$

$$N_u = 6116.45 \leq 0.045 \times 15.2 \times 0.95 \times 25000 = 16245 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$.

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1 \text{ m}$

$$P = 109046.19 \text{ kN} \geq 1.5 \times 736.41 \times 10 \times 1 = 11046.15 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.1.4. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie, et encastrée sur quatre cotés.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, les deux flexions interviennent les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

➤ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

➤ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction de sol.

a) Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Donc on prend comme exemple de calcul :

$$l_x = 5.85 - 0.55 = 5.30 \text{ m}$$

$$l_y = 8.00 - 0.50 = 7.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{5.30}{7.50} = 0.7 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 244.84 - \frac{23275.96}{736.41} = 213.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 176.38 - \frac{23275.96}{736.41} = 144.77 \text{ kN/m}^2$$

▪ Calcul a l'état limite ultime:

$$\vartheta = 0 ; \rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

▪ Evaluation des moments M_x, M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0683 \times 213.23 \times (5.30)^2 = 409.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 409.09 = 178.36 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) au appuis et (0,75) en travée.

Moments sur appuis : $M_{ax} = 204.54 kN.m$

$$M_{ay} = 89.18 kN.m$$

Moments en travée : $M_{tx} = 306.81 kN.m$

$$M_{ty} = 133.77 kN.m$$

Ferraillage dans le sens x x :

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{204.54 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{204.54 \times 10^3}{0.937 \times 35 \times 348} = 17.92 \text{ cm}^2/ml$$

Soit 9HA16 = 18.09 cm²/ml avec un espacement de 10 cm

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{306.81 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.177 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.177 \Rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{306.81 \times 10^3}{0.901 \times 35 \times 348} = 27.95 \text{ cm}^2/ml$$

Soit 9HA20 = 28.27 cm²/ml avec un espacement de 10 cm

Ferraillage transversal suivant y-y :

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{89.18 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{89.18 \times 10^3}{0.973 \times 35 \times 348} = 7.57 \text{ cm}^2/ml$$

Soit 6HA14 = 9.23 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{133.77 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.077 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{133.77 \times 10^3}{0.959 \times 35 \times 348} = 11.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA16** = **12.06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	9HA16	6HA14
Armatures en travée	9HA20	6HA16

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

i. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles au petite côté : sens x-x**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{40}{2} \times \left(3 - \frac{5.30}{7.50} \right) = 3.66 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Aux appuis**

$$A_{st} = 18.09 \text{ cm}^2 > 3.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **En travée**

$$A_{st} = 28.27 \text{ cm}^2 > 3.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles au grand côté : sens y-y**

$$A_{st} \geq 0.0008 \times b \times h_t$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{st} \geq 3.2 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Aux appuis**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > 3.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **En travée**

$$A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2 > 3.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Sens de la petite portée :

$$St \leq \min \{3h; 33cm\} = 33cm \quad St = 15cm < 33cm$$

- Sens de la grande portée:

$$St \leq \min \{4h; 45cm\} = 45cm \quad St = 10cm < 45cm$$

c) Vérification au cisaillement

- Au milieu de l_x

$$V_u = \frac{q_u}{2 \times l_y + l_x} \times 1m = \frac{213.23}{2 \times 7.50 + 5.30} = 10.50kN.$$

- Au milieu de l_y

$$V_u = \frac{q_u}{3 \times l_y} \times 1m = \frac{213.23}{3 \times 7.5} = 9.47 kN$$

d) Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{10.50 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.03 < 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sans y-y:

$$\tau_u = \frac{9.47 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.027 < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ii. Calcul à l'ELS

- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0683 \times 144.77 \times (5.30)^2 = 277.74 kN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 281.14 = 121.09 kN.m$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) au appuis et (0,75) en travée.

Moments sur appuis : $M_{ax} = 138.87 \text{ kN.m}$

$$M_{ay} = 60.54 \text{ kN.m}$$

Moments en travée : $M_{tx} = 208.30 \text{ kN.m}$

$$M_{ty} = 90.81 \text{ kN.m}$$

• Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

En travée

$$A_x = 28.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 28.27}{100 \times 35} = 0.80 \Rightarrow \beta_1 = 0.871 \Rightarrow k_1 = 23.76$$

$$A_y = 12.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 35} = 0.34 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \Rightarrow k_1 = 39.95$$

➤ Sens x-x

$$\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{208.3 \times 10^3}{0.871 \times 35 \times 28.27} = 241.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

➤ Sens y-y

$$\sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \times d \times A_y} = \frac{90.81 \times 10^3}{0.909 \times 35 \times 12.06} = 236.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

En appui :

$$A_x = 18.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 18.09}{100 \times 35} = 0.516 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow k_1 = 31.30$$

$$A_y = 9.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 35} = 0.263 \Rightarrow \beta_1 = 0.918 \Rightarrow k_1 = 45.98$$

➤ Sens x-x

$$\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{138.87 \times 10^3}{0.892 \times 35 \times 18.09} = 245.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

➤ **Sens y-y**

$$\sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 \times d \times A_y} = \frac{60.54 \times 10^3}{0.918 \times 35 \times 9.23} = 204.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens x-x

❖ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{241.65}{23.76} = 10.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

❖ **En appui**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{245.88}{31.30} = 7.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens y-y

❖ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{236.67}{39.95} = 5.92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

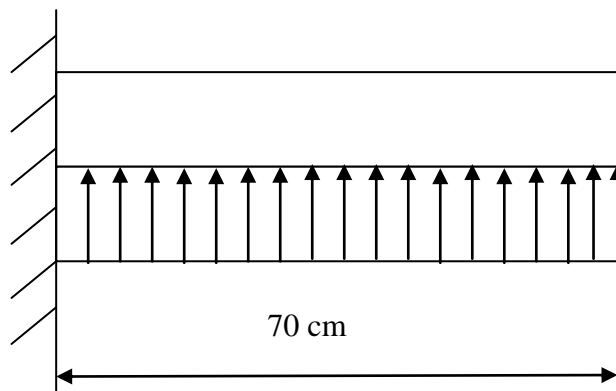
❖ **En appui**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{204.14}{45.98} = 4.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

b) Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.7 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 40 \text{ cm}$ soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.



1) Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 213.23 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{213.23 \times 0.7^2}{2} = 52.24 \text{ kN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 144.77 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{144.77 \times 0.7^2}{2} = 35.46 \text{ kN.m}$$

2) Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m}$; $d = 35 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52.24 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.001 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{52.24 \times 10^3}{0.999 \times 35 \times 348} = 4.29 \text{ cm}^2$$

3) Vérification a l'ELU

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 35 \times 2.1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.22 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 25 cm

4) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 25 cm

5) Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{52.24}{35.46} = 1.47$$

$$\mu = 0.001 \Rightarrow \alpha = 0.0025$$

$$\alpha = 0.0025 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

c) Ferraillage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

$$h = 135 \text{ cm} \quad d = 128 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad c = 7 \text{ cm}$$

 les charges revenant à la nervure

$$q_u = 213.23 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 144.77 \text{ kN.m}$$

 Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

ELU : $q_u = 213.23 \text{ kN}$.

Dans le sens xx

ELU : $q_u = 213.23 \text{ kN.m}$

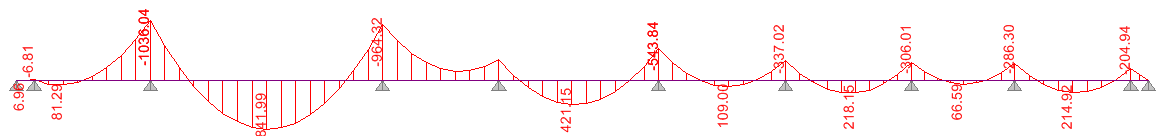
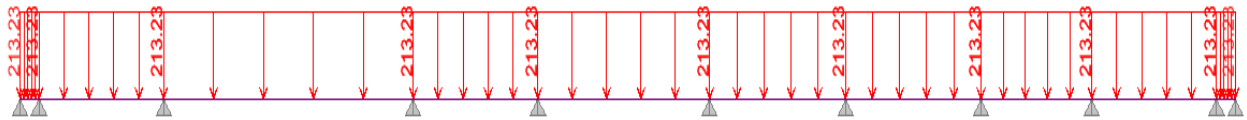


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

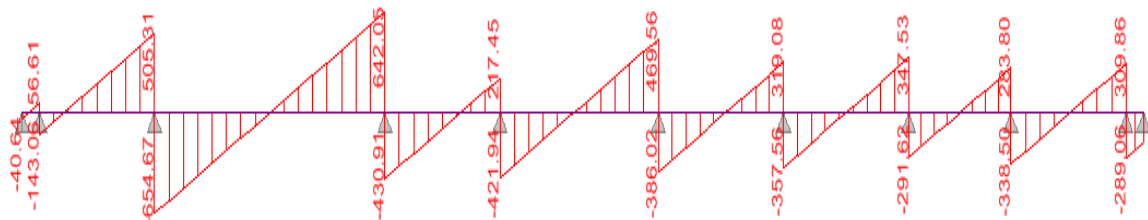
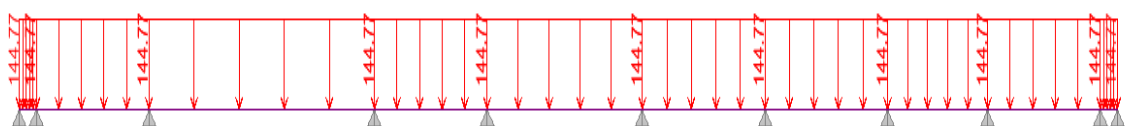


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

ELS : $q_s = 144.77 \text{ kN.m}$



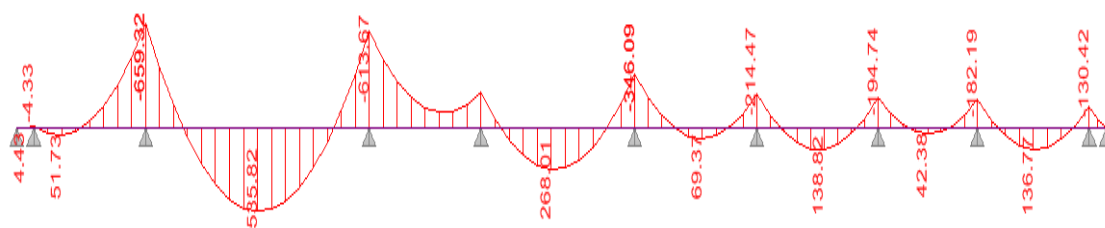


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(kN.m)

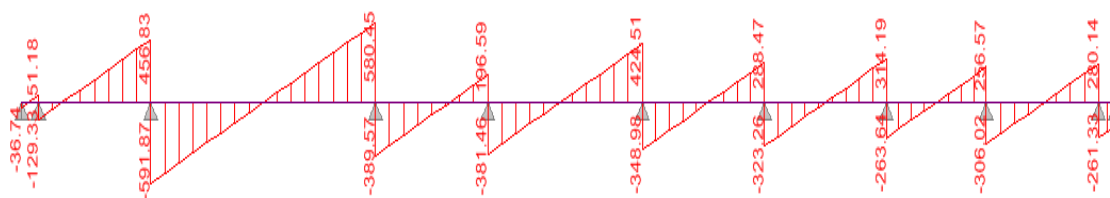


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Sens yy :

ELU : $q_u = 213.23 \text{ kN.m}$

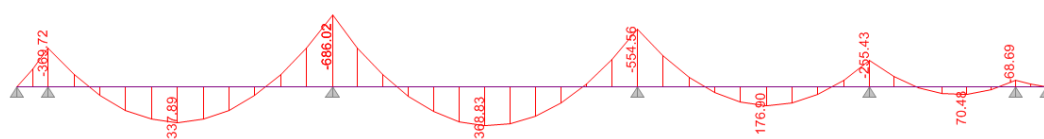


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (kN.m)

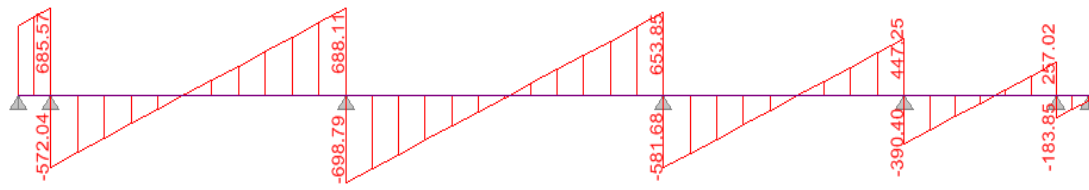


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)

ELS : $q_s = 144.77 \text{ kN.m}$

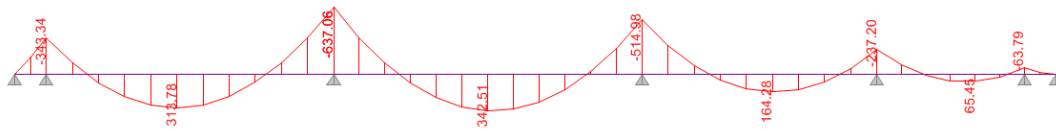


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS (kN.m)

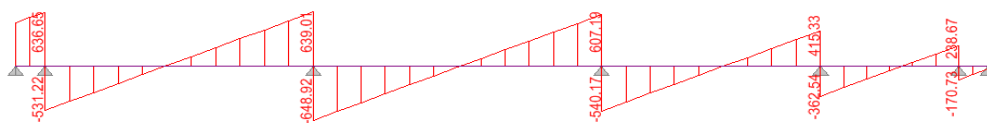


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travée :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{ll} \text{(X-X)} : M_t = 841.9 \text{ kN.m} & M_a = 1036.04 \text{ kN.m} \\ \text{(Y-Y)} : M_t = 368.83 \text{ kN.m} & M_a = 686.02 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{ll} \text{(X-X)} : M_t = 535.82 \text{ kN.m} & M_a = 659.32 \text{ kN.m} \\ \text{(Y-Y)} : M_t = 342.51 \text{ kN.m} & M_a = 637.06 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

		Mu [KN.m]	μ	Obs	β	As	Choix de barre	A adoptée
Sens X-X	appuis	1036.04	0.104	SSA	0.945	27.87	8HA16+4HA20	28.64
	travée	841.9	0.084	SSA	0.956	22.39	6HA20+2HA16	22.86
Sens Y-Y	appuis	686.02	0.068	SSA	0.965	18.07	4HA20+4HA14	20.60
	travée	368.83	0.036	SSA	0.982	9.01	4HA14+4HA12	10.68

➤ Armatures transversales

Espacement des armatures :

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ cm}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(33.75; 30) = 30 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{135}{2} = 67.5 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

donc on prend 2 cadres de $\phi_t = 10 \text{ cm}$

i. Vérifications à l'ELU

1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 128 \times 2.1}{400} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 8.5 \text{ cm}^2 < 32.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{on a } \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{698.79 \times 10^3}{400 \times 1280} = 1.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ii. Vérification à l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

Aux appuis : $\mu = 0.104 \Rightarrow \alpha = 0.1376$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1036.04}{686.02} = 1.51$$

$$\alpha = 0.1376 < \frac{1.51-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.505 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée : $\mu = 0.084 \Rightarrow \alpha = 0.1099$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{841.9}{368.83} = 2.28$$

$$\alpha < \frac{2.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.89 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Armatures de peau

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\phi 12$ avec des épingles $\phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervures

2^{ème} partie : Radier bloc III

On suit la même démarche que pour le 1^{er} radier dans cette partie on ne donne que les résultats, les formules sont déjà développées précédemment.

IX.2.1. Semelles filantes

♦ Semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \rightarrow B \geq \frac{N}{L.\sigma_{sol}}$$

B : Largeur de la semelle continue sous voile.

L : Longueur du voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal :

Voiles	Ni (kN)	L(m)	B(m)	S= BxL
VL4	642,81	4,00	0,80	3,2
VL5	1097,2	3,55	1,55	5,50
VL6	956,97	4,00	1,20	4,8
VL2	1237,43	2,00	3,09	6,18
VL3	1190,53	2,00	2,97	5,94
VL7	300,93	1,00	1,50	1,5

Sens transversal :

Voiles	Ni (kN)	L(m)	B(m)	S= BxL
VT4	1098,82	9,45	0,58	5,48
VT3	806,47	4,95	0,82	4,06

$$S_v = \sum S_i = 36.66 m^2$$

Avec : S_v surface totale des filantes sous voiles

♦ Semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	Ni(G+Q)(kN)	Ntot(kN)	Moment(kN.m)	ei(m)	Nixei(KN.m)
C1	511,34	726,26	17,41	4,375	2237,1125
C8	214,92		17,89	-4,375	-940,275

La charge totale transmise par les poteaux est $\sum Ni = 726.26 kN$

$$e = \frac{\sum Ni + \sum Mi}{\sum Ni} = 1.83 m$$

♦ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.83 < \frac{L}{6} = \frac{9.45}{6} = 1.57 m \rightarrow \text{répartition triangulaire.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{Nt}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{726.26}{9.45} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.83}{9.45}\right) = 121.50 kN/m^2$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{121.50}{200} = 0.607 m \quad \text{On prend } B = 0.80 m$$

$$\text{On aura donc } S = B \times L = 0.80 \times 9.45 = 7.56 m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 7.56 \times 4 + 36.66 = 66.9 \text{ m}^2$$

n: Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{\text{Bat}} = 109.15 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{66.9}{119.5} = 0.56$$

La surface totale des semelles représente 56% de la surface du bâtiment

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, On adopte un radier général comme fondation de notre bâtiment.

IX.2.2. Etude du radier général

Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale la hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} = 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire :

$$\text{Sous voile : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 9.45 \text{ m} \rightarrow 1.18 \text{ m} \leq h \leq 1.89 \text{ m}$$

On prend : $h = 1.20 \text{ m}$

❖ La dalle :

la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{9.45}{20} = 47.25 \text{ cm}$$

On prend $h = 50 \text{ cm}$

❖ La nervure

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{9.45}{10} = 94.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_d = 95 \text{ cm}$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol , le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3.K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 9.45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.20}} = 1.69 \text{ m} \quad \text{Soit : } h = 1.70$$

Conclusion

$H_n = 170 \text{ cm}$ Nervure

$h_d = 50 \text{ cm}$ Dalle

$B = 70 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

a) Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 10916.31 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 7842.52 \text{ kN}$$

b) Caractéristique du radier

Détermination de la surface :

$$ELU : S_{rad1} \leq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = 41.03 \text{ m}^2$$

$$ELS : S_{rad2} \leq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 39.21 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 119.5 \text{ m}^2 \geq \max(S_{rad1}, S_{rad2}) = 41.03 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal L_d

$$L_d \geq \max\left(\frac{170}{2}; 30\right) = 85 \text{ cm}$$

Nous prenons $L_d = 85 \text{ cm}$, Donc on aura une surface totale du radier $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$
 $S_{rad} = 119.5 + 43.9 \times 0.85 = 156.81 \text{ m}^2$

c) Calcul des sollicitations a la base du radier

- Poids du bâtiment : $G_{bat} = 5649.71 \text{ kN}$
- Poids du radier
 $G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$
- Poids de la dalle : $P_1 = 156.81 \times 0.50 \times 25 = 1960.12 \text{ kN}$
- Poids des nervures : $P_2 = 1932.25 \text{ kN}$
- Poids de TVO : $P_3 = 1645.56 \text{ kN}$
- Poids de la dalle flottante : $P_4 = 341.64 \text{ kN}$

$$\text{Donc : } G_{rad} = 5879.57 \text{ kN}$$

$$G_{tot} = 11529.29 \text{ kN}$$

- Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 2192.8 \text{ kN}$
- Surcharge du radier : $Q_{rad} = 4 \times 156.81 = 627.24 \text{ kN}$

$$Q_{tot} = 2820 \text{ kN}$$

d) Combinaisons d'action

$$ELU : N_u = 19794.54 \text{ kN}$$

$$ELS : N_s = 14349.29 \text{ kN}$$

Centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5.97 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 3983.33 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 5688.29 \text{ m}^4$$

i. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

➤ Sens longitudinal

Cas accidentel : G+Q± E

$$M_x = 51275.026 + 1329.21 \times 1.70 = 53531.28 \text{ kN.m}$$

$$N = 7842.51 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{7842.51}{156.81} + \frac{53531.28}{5688.29} \times 5.77 = 104.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{7842.51}{156.81} - \frac{53531.28}{5688.29} \times 5.77 = -4.28 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = 77.167 \text{ kN/m} ; 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Cas accidentel : 0.8G±E

$$M_x = 35646.59 + 1329.21 \times 1.70 = 2259.65 \text{ kN.m}$$

$$N = 4519.77 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{4519.77}{156.81} + \frac{2259.65}{5688.29} \times 5.77 = 31.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{4519.77}{156.81} - \frac{2259.65}{5688.29} \times 5.77 = 26.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 29.96 \text{ kN/m} , \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cas courant : 1.35G+1.5Q

$$M_x = 62981.53 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 1979.54 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{1979.54}{156.81} + \frac{62981.53}{5688.29} \times 5.77 = 76.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1979.54}{156.81} - \frac{62981.53}{5688.29} \times 5.77 = -51.26 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = 44.56 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS : G+Q

$$M_x = 45248.83 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 14349.29 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{14349.29}{156.81} + \frac{45248.83}{5688.29} \times 5.77 = 137.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{14349.29}{156.81} - \frac{45248.83}{5688.29} \times 5.77 = 45.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 114.45 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

Cas accidentel : G+Q±E

$$M_y = 60042.44 + 1328.51 \times 1.70 = 62300.90 \text{ kN.m}$$

$$N = 7842.51 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{7842.51}{156.81} + \frac{62300.90}{3983.33} \times 5 = 128.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{7842.51}{156.81} - \frac{62300.90}{3983.33} \times 5 = -28.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 89.11 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Cas accidentel :0.8G±E

$$M_y = 11295.59 + 1328.51 \times 1.70 = 2258.47 \text{ kN.m}$$

$$N = 4519.77 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{4519.77}{156.81} + \frac{2258.47}{3983.33} \times 5 = 31.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{4519.77}{156.81} - \frac{2258.47}{3983.33} \times 5 = 25.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 30.23 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cas courant : 1.35G+1.5Q

$$M_y = 40882.79 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 19794.54 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{19794.54}{156.81} + \frac{40882.79}{3983.33} \times 5 = 177.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{19794.54}{156.81} - \frac{40882.79}{3983.33} \times 5 = 74.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 227.35 + 190.23}{4} = 218 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS : G+Q

$$M_y = 45248.83 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 14349.29 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{14349.29}{156.56} + \frac{45248.83}{3983.33} \times 5 = 148.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{14349.29}{156.81} - \frac{45248.83}{3983.33} \times 5 = 34.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 119.9 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.3. Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = \frac{19794.54 \times 1}{156.81} \times \frac{10}{2} = 631.16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{631.16 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification au poinçonnement

- **Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité).**

Calcul du périmètre utile μ_c

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.55 + 0.70 + 2 \times 1.2) = 7.3 \text{ m}$$

$$N_u = 3885.1 \leq 0.045 \times 7.3 \times 1.2 \times 25000 = 9855 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les voiles : (Voile le plus sollicité).**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (0.20 + 2.2 + 2 \times 1.2) = 9.2$$

$$N_u = 1726.25 \leq 0.045 \times 1.2 \times 9.2 \times 25000 = 12420 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

$$P = 11529.29 \text{ kN} \geq 1.5 \times 156.81 \times 10 \times 1 = 2352.15 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.2.4. Ferrailage du radier

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction de sol.

a) Ferrailage du la dalle de radier

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Donc on prend comme exemple de calcul :

$$l_x = 4 - 0.55 = 5.30 \text{ m}$$

$$l_y = 9.45 - 0.70 = 7.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.45}{8.75} = 0.39 \Rightarrow \text{la dalle travail dans un sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{l'ELU : } q_{um} = 151.84 - \frac{5879.57}{156.81} = 114.34 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{l'ELS : } q_{sm} = 119.9 - \frac{5879.57}{156.81} = 82.40 \text{ kN/m}^2$$

1. Calcul à l'état limite ultime

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}$$

Moments sur appuis : $M_{ax} = 57.17 \text{ kN.m}$

Moments en travée : $M_{tx} = 85.75 \text{ kN.m}$

• Sur appuis :

$$\mu = \frac{57.17 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.0198 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0198 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.17 \times 10^3}{0.990 \times 45 \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

• En travée :

$$\mu = \frac{85.75 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.0298 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0298 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{tx} = \frac{85.75 \times 10^3}{0.985 \times 45 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA14 = 7.69 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

i. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 CBA93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{50}{2} \times \left(3 - \frac{3.45}{8.75} \right) = 5.21 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 5.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée

$$A_{st} = 7.69 \text{ cm}^2 > 5.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad St = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

c) Vérification au cisaillement

• Au milieu de l_x

$$V_u = \frac{q_u}{2 \times l_y + l_x} \times 1\text{ml} = \frac{151.84}{2 \times 8.75 + 3.45} = 7.25\text{kN}.$$

• Au milieu de l_y

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1\text{m} = \frac{151.84}{3 \times 8.75} = 5.78 \text{ kN}$$

d) Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{7.25 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.010 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.03 < 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Sans y-y:

$$\tau_u = \frac{5.78 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.0128\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.027 < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Calcul a l'état limite de service

$$M_{0x} = q_s \frac{l_x^2}{8} = 82.34 \times \frac{3.45^2}{8} = 122.51 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments sur appuis : } M_{ax} = 61.255 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_{tx} = 91.88 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans les aciers

• En travée

$$A_x = 7.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 45} = 0.171 \Rightarrow \beta_1 = 0.932 \Rightarrow k_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{91.88 \times 10^3}{0.932 \times 45 \times 7.69} = 284.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

• En appui :

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 45} = 0.125 \Rightarrow \beta_1 = 0.941 \Rightarrow k_1 = 69.75$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{61.255 \times 10^3}{0.892 \times 45 \times 5.65} = 248.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{284.88}{58.53} = 4.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

• En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{256.03}{69.75} = 3.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

b) Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.85 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 50 \text{ cm}$ soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

♦ Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 114.34 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{114.34 \times 0.85^2}{2} = 41.30 \text{ kN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 82.34 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{82.34 \times 0.85^2}{2} = 29.74 \text{ kN.m}$$

♦ Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; d = 45 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.30 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.0143 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0143 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41.30 \times 10^3}{0.993 \times 45 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2$$

i. Vérification a l'ELU

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.65 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 21 cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 21 cm

ii. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{41.30}{29.74} = 1.388$$

$$\mu = 0.0143 \Rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

$h = 170 \text{ cm}$, $d = 163 \text{ cm}$, $b = 70 \text{ cm}$, $c = 7 \text{ cm}$

Les charges revenant à la nervure

ELU : $q_u = 114.34 \text{ kN.m}$

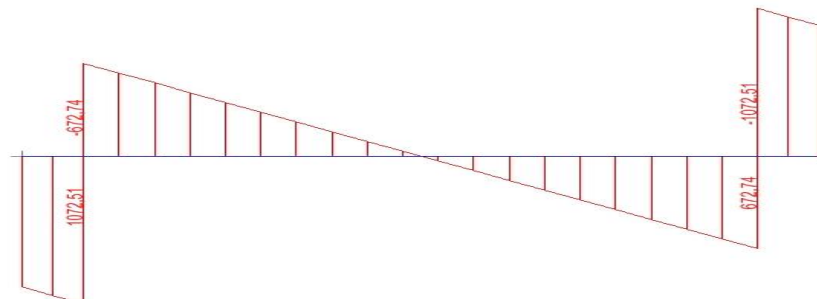


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

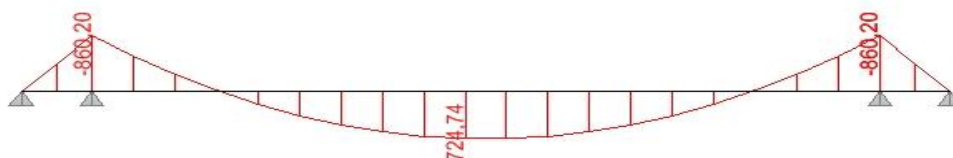


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (kN.m)

ELS :

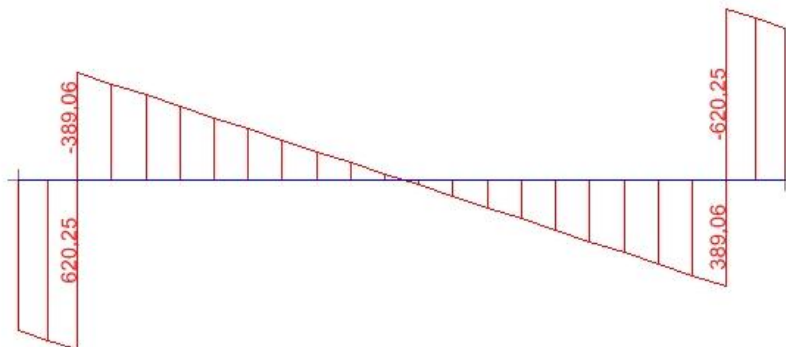


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

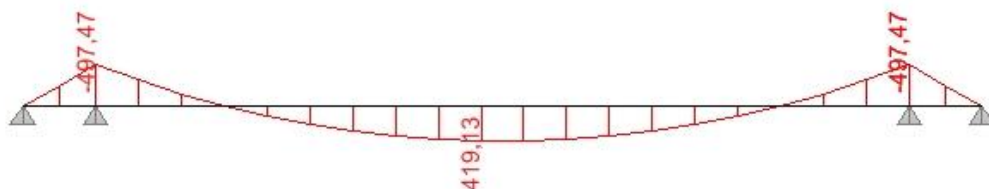


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS (kN.m)

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travée :

ELU : $M_t = 724.74 \text{ kN.m}$ $M_a = 860.20 \text{ kN.m}$

ELS : $M_t = 419.13 \text{ kN.m}$ $M_a = 497.47 \text{ kN.m}$

	Mu [KN.m]	μ	Obs	β	As	Choix de barre	A adoptée
appuis	860.20	0.0325	SSA	0.781	19.42	4HA20+4HA16	20.6
travée	724.74	0.0274	SSA	0.792	16.13	4HA20+2HA16	16.58

Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(42.5; 24) = 24 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{170}{2} = 85 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 70 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

i. **Vérifications à l'ELU**

♦ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 70 \times 163 \times 2.1}{400} = 13.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 13.77 \text{ cm}^2 < 20.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{on a } \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1072.51 \times 10^3}{500 \times 1630} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ii. **Vérification à l'ELS**

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

- **Aux appuis :** $\mu = 0.0325 \Rightarrow \alpha = 0.0406$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{860.20}{497.47} = 1.73$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{1.73-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :** $\mu = 0.0274 \Rightarrow \alpha = 0.0355$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{724.74}{419.13} = 1.73$$

$$\alpha < \frac{1.73-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Armatures de peau

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\phi 12$ avec des épingles $\phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Introduction :

Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent de séparer une construction en plusieurs blocs en vue de prévenir les dommages que pourrait subir une construction sous plusieurs phénomènes notamment le séisme, variation de la température (jour et nuit ou bien saisonnière), retrait des bétons, tassement différentiels entre les différents point de la structure et donc du terrain d'assise des fondations...

Les joints de séparation on blocs d'une construction sont plans sans décrochements et doivent être débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Notre structure contient deux types de joints :

- Joint de dilatation thermique
- Joint sismique

a. Joint de dilatation thermique :

La variation de la température moyenne des éléments du bâtiment associée au coefficient de dilatation thermique conduit à une variation de la longueur des éléments. Cette variation de longueur peut en conséquence induire l'apparition d'une surpression des éléments qui peut conduire à des dommages structuraux. Dans le cas où la structure est fondée sur un bon sol, ce joint ne concerne que la superstructure afin d'éviter les fondations excentrées.

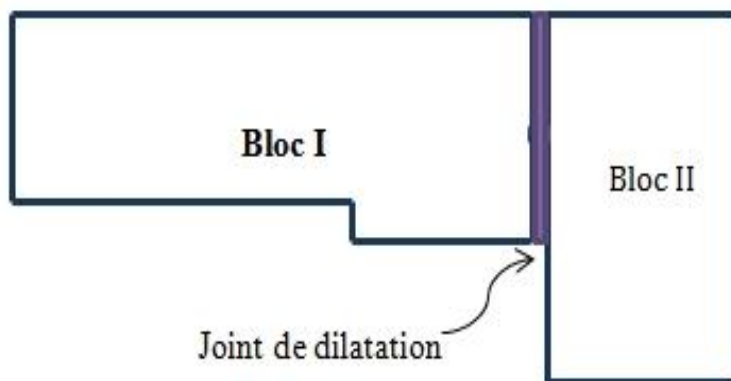


Fig 1 Joint de dilatation thermique

b. Joint sismique :

Ces joints sont prévus pour les constructions qui présentent une forme irrégulière qui se traduit par une différence de rigidité dans les deux sens. Ces joints sont calculés de manière à éviter le phénomène d'entrechocs entre les différents blocs du bâtiment.

La largeur minimale du joint entre deux blocs doit respecter la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40 mm$$

δ_1 : Déplacement maximal possible au sommet du petit bloc.

δ_2 : Déplacement maximal possible au niveau du grand bloc coïncidant avec le sommet du petit bloc

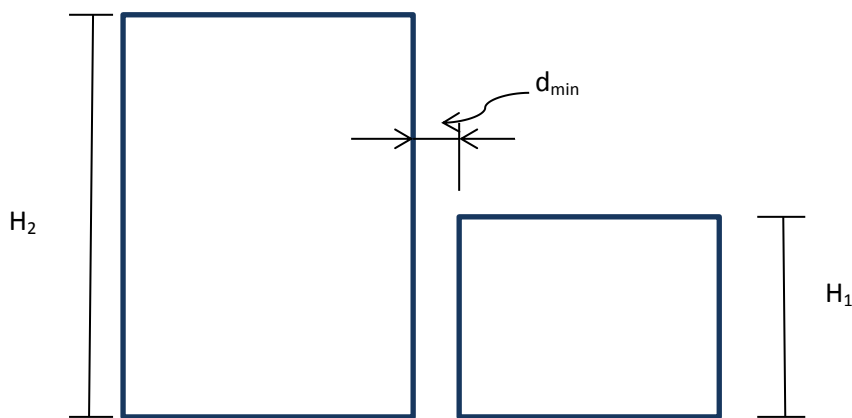


Fig 2 Joint sismique

Justification de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40 mm \quad (\text{art 5.8.RPA 99 version 2003})$$

On a:

$$\delta_1 = 7.2 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 19.7 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 + 7.2 + 19.7 = 41.9 \text{ mm}$$

On optera pour une largeur de joint de 50 mm

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismique algériennes RPA99 (version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé suivant la méthode des états limites CBA 93.
- Document Technique réglementaire (D.T.R B.C.2.2) charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement).
- Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiés 99.Edition Eyrolles 2004.
- Formulaire de béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).