

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE.
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU.
FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION – DÉPARTEMENT DE GENIE
CIVIL

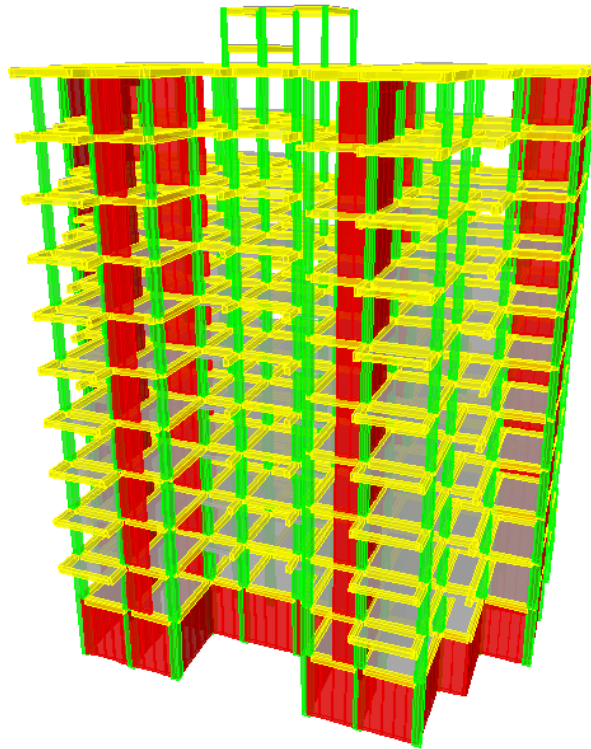


projet De fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Génie Civil
Option : Construction Civile Et Industrielle

Thème

Etude d'une structure d'un bâtiment en RDC+9+entresol à usage commercial et d'habitation composé de portiques et de voiles.



Etudié par: M^{lle}: OUHACHI KAHINA
M^r: MEGHLAT ABD ELKARIM

Dirigé par : M^r : AIT AIDER

Année : 2018/2019

REMERCIEMENTS

- Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur, Mr AIT AIDER ainsi qu'à Mr MEGHLAT pour leur encadrement et leur aide précieuse qui nous ont permis de réaliser ce travail
- Nous remercions aussi les membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail
- Nous tenons aussi à remercier les enseignants du département génie civil qui ont répondu à nos questions ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet

*Nous dédions ce travail à toutes les personnes qui nous ont
soutenues, encouragé et contribué de près ou de loin à
l'élaboration de ce projet*

*KAFINA ,
KRIMO*

Introduction générale

Le rôle d'un ingénieur est de trouver des solutions techniques à des problèmes pratiques en utilisant ses connaissances scientifiques, ainsi dans le domaine du bâtiment, l'ingénieur en génie civil doit veiller à ce que les structures imaginées par les architectes soit réalisables et stables tout en gardant à l'esprit l'aspect économique du projet ; afin d'atteindre ces objectifs tout en s'assurant que les ouvriers sur chantier puissent comprendre et réaliser les bâtisses, des normes et des règlements ont été établis et des logiciels de calculs ont été créés pour améliorer la précision des résultats en plus d'accélérer le processus d'étude.

Dans notre projet qui est l'étude d'une structure d'un bâtiment en R+9 à usage commercial et d'habitation composé de portiques et de voiles nous allons utiliser nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire afin d'assurer la conformité de cette structure aux règlements en vigueur en Algérie à savoir : le BAEL91 modifié 99, CBA93, RPA99 modifié 2003 ainsi qu'aux différents documents techniques réglementaires et unifiés (DTR, DTU). Pour ce faire nous allons définir les caractéristiques du bâtiment et des matériaux utilisés, pré dimensionner les éléments de la structure, calculer les éléments non structuraux, étudier le type de contreventement, modéliser avec un logiciel utilisant la méthode des éléments finis en l'occurrence le logiciel ETABS et utiliser les résultats pour vérifier les exigences du RPA et ferrailer les éléments structuraux, enfin, nous allons étudier l'infrastructure avant de dessiner les plans d'exécution et de conclure

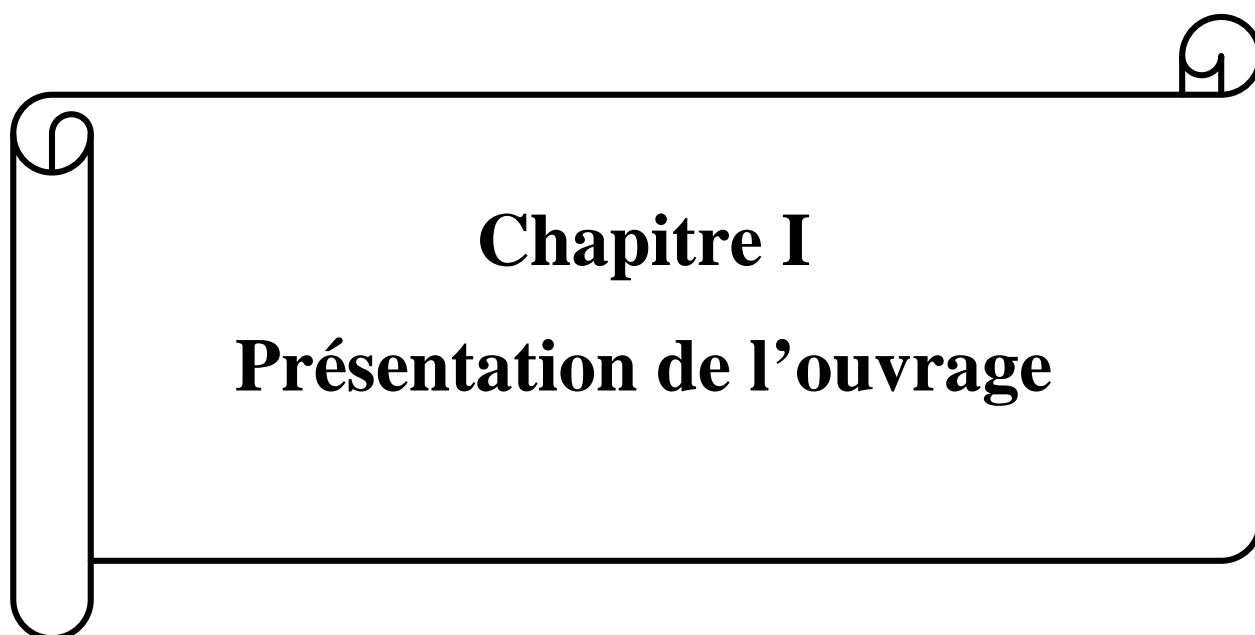
Sommaire

Introduction

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments	9
Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux	
1. Acrotère	30
2. Planchers	37
3. Escaliers.....	69
4. Dalle Salle Machine.....	80
Chapitre 4 : Etude du contreventement	88
Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA	120
Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux	
1. Ferrailage des poteaux	128
2. Ferrailage des poutres.....	141
3. Ferrailage des voiles.....	161
4. Ferrailage des linteaux	178
Chapitre 7 : Etude du mur plaque	181
Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure	187
Conclusion	201

Annexes

Références Bibliographiques



I-1-Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier un bâtiment (R+9+Entre Sol) à usage commercial et d'habitation qui sera implanté dans la commune d'Aghrib, wilaya de Tizi-Ouzou considérée zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003)

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.
- CBA93.
- BAEL91 mod 99

L'étude de sol faite par le laboratoire SAHRAOUI nous a été transmise par le CTC avec une contrainte de sol estimée à $\sigma=1.6\text{bar}$

Le bâtiment est constitué :

- Entre-sol à usage commercial.
- Rez-de-chaussée et 9 étages à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escaliers.
- Cage d'ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions du bâtiment sont comme suit :

- En plan :
 - Longueur totale: 30.8m
 - Largeur totale:22.5m
- En élévation
 - Hauteur totale au dernier plancher : 34.68m
 - Hauteur de l'entre-sol :4.08m
 - Hauteur du RDC : 3.06m
 - Hauteur des étages courants : 3.06m
 - Hauteur de la salle machine : 3m
 - Hauteur de l'acrotère : 0.6m

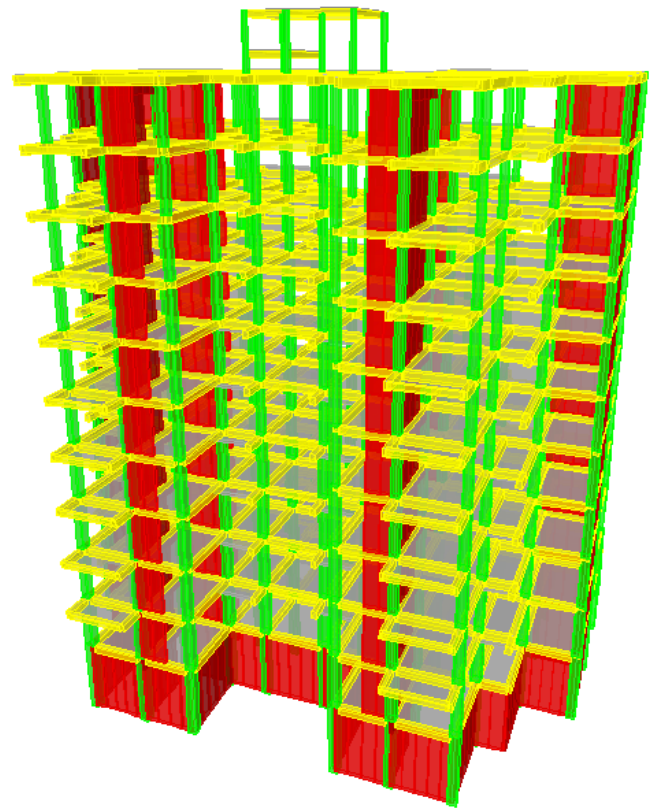


Figure I-1 : représentation 3D de la structure

I-3- Eléments constituant l'ouvrage :

I-3-1-Superstructure :

- Ossature : L'ouvrage possède une ossature composée de portiques et de voiles dont la fonction principale est la reprise des charges verticales et horizontales auxquelles sera soumise la structure.
- Plancher : éléments surfaciques horizontaux servant à séparer les étages et les isoler thermiquement et acoustiquement ainsi qu'à transmettre les charges aux éléments porteurs de la structure.

Nous avons deux types de plancher dans cet ouvrage :

- Plancher en corps creux porté par des poutrelles assurant la transmission des charges vers les poutres et les poteaux
- Plancher en dalle pleine en béton armé coulé sur place dans le cas des paliers de repos des escaliers, de certaines parties du plancher qui ne permettent pas la pose de poutrelles ainsi que du plancher de la salle machine qui soutient le système de déplacement de l'ascenseur
- Escaliers : élément en béton armé coulé sur place servant de passage d'un niveau à un autre
- Cage d'ascenseur : accueillant un ascenseur se déplaçant du sous-sol au dernier étage
- Maçonnerie :
 - Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses (15cm d'épaisseur côté extérieur, 10cm côté intérieur séparés d'une lame d'air de 5cm)
 - Les murs de séparations seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur
- Revêtements :
 - Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs
 - Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds
 - Carrelage pour les planchers et escaliers
 - Céramique pour les cuisines et salles d'eau
 - Revêtement isolant pour la terrasse inaccessible
- Acrotère : élément en béton armé d'une hauteur de 0.6m entourant la terrasse inaccessible

I-3-2-Infrastructure :

- **Mur plaque :** ouvrage de soutènement en béton armé plaqué contre les poteaux afin de retenir les terres entourant le bâtiment.
- **Fondation :** élément en béton armé situé à la base de l'ouvrage, elle reprend et transmet les charges de la superstructure vers le sol. Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-4-1 : Béton : est un assemblage de matériaux de nature minérale composé de :

- Granulats ou agrégats (sable, gravillon, gravier...)
- Liants (ciment à base de clinker)
- Eau de gâchage
- Adjuvants (plastifiant, hydrofuge, retardateur de prise...)

On considère que le poids volumique du béton armé est de 25kN/m^3

Le dosage de ces composants sera déterminé en laboratoire afin d'obtenir un béton conforme en terme de résistance au RPA99/2003 et au C.B.A93

I-4-1-1 : Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a)-Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . Cette valeur est obtenue en laboratoire grâce à des essais mécaniques

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours,

A $j < 28$ jours :

- Pour $f_{c28} \geq 40$:
$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28}$$

(CBA 93 – A.2.1.1.1)

(BAEL91/99-A.2.1,11)

- Pour $f_{c28} \leq 40$:
$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} f_{c28}$$

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa (art.7.2.1 RPA99/2003), Pour notre projet nous adopterons $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b)-Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL91/99-A.2.1,12) et,} \\ \text{(CBA 93 – A. 2.1.1.2).}$$

Dans laquelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimées en MPA (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPA

Dans notre cas on aura $f_{i28} = 2.1$ MPA.

c)-Modules de déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale instantané du béton :**

(CBA 93 –A. 2.1.2.1.) et (BAEL91/99-A.2.1,21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{i,j}$ est égal à :

$$E_{i,j} = 11.000 (f_{c,j})^{1/3}$$

$f_{c,j}$ (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas $E_{i28} = 32164.2$ Mpa

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des contraintes de longue durée d'application (≥ 24 h) les déformations longitudinales complémentaires dues au retrait et au fluage sont aussi considérées ce qui nous donne la formule suivante :

$$E_{v,j} = 3700 (f_{c,j})^{1/3} \text{ (BAEL91/99-A.2.1,2)}$$

(CBA 93 –A. 2.1.2.2.)

Dans notre cas $E_{v28} = 10819$ Mpa

- **Module de déformation transversal :** qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ [Mpa]}$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

d)-Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale, il est pris : $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

(CBA 93 –A.2.1.3.)

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations (BAEL91/99-A.2.1,3)

e)-Fluage du béton :

Noté ϵ_f , est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

f)-Phénomène de retrait :

Ce phénomène consiste en une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimiques et physiques.

Le retrait du béton est indépendant de tout chargement du matériau (voir fluage du béton).

Ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

g)-Dilatation thermique

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre + 10° et + 25°) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation. Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, nous plaçons régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région (**B.A.E.L91/99 B.5.1**).

I-4-2-Aciers :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (ainsi qu'à la compression pour des structures faiblement élancées), il se distingue aussi par une très bonne adhérence au béton permettant de créer le composite béton armé.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égal à 5% (**art 7.2.2.RPA99/2003**)

Dans notre cas nous allons utiliser les nuances suivantes :

- Aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa**
- Treillis soudés [**feE500**].....**fe = 500 MPa**

Tel que : fe : est la limite d'élasticité de l'acier.

I-4-2-1-Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier :

A)-Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000MPa (N/mm^2) (ou encore 2.000.000 bars).

B)-Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme déformation (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application du calcul aux états limite. Il est conventionnellement défini ci-après.

(**CBA 93 -A.2.2.**) (**BAEL91/99-A.2.2,2**)

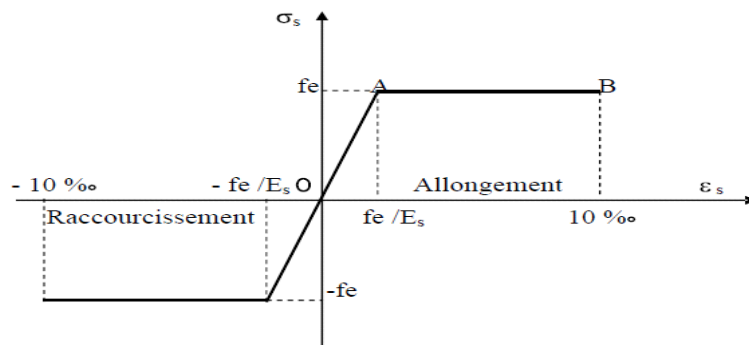


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (ELU)

C) Protection des armatures :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage (CBA93-A.6.3)(BAEL91/99 A.7.1)

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- C = 5 cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- C= 3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- C= 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I-5-Hypothèses de calcul :

I-5-1 :Etats limites de résistance du béton :

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments)

La théorie des états limites considère 2 états :

I-5-1-1-Etat limite ultime de résistance (ELU) :

L'ELU définit un état de contrainte au-delà duquel le comportement d'un élément devient plastique et les déformations correspondantes sont irréversibles, ce qui rapproche la structure de la ruine.

- **Hypothèses de calcul à l'ELU (CBA 93 –A.4.3) (BAEL91/99 A.4.3,2):**
 - les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
 - la résistance à la traction du béton est négligée.
 - le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

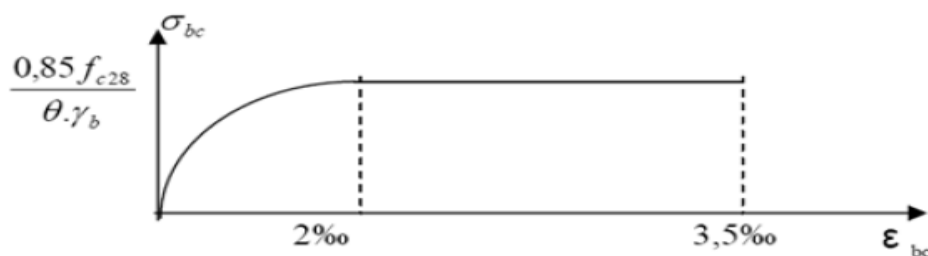


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Où :

σ_{bc} : Contrainte en MPA

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient en fonction de la durée d'application des actions.

Avec :

Tableau I-1 : Valeurs de γ_b et de θ

$\gamma_b=1.15$	Pour les situations accidentelles.
$\gamma_b=1.50$	Pour les autres cas.
$\theta=1$	Pour une application des charges 24 heures.
$\theta=0.9$	$1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures}$.
$\theta=0.85$	$T < 1 \text{ heure}$.

I-5-1-2 : Etat limite de service (ELS)

L'ELS correspond à un état de contrainte au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

A) Etats limites de fissuration (CBA93-A.4.5.3)(BAEL91/99-B.2.4): afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.
- **Fissuration préjudiciable** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} = \min [2/3 f_e , 110 (\eta f_{tj})^{1/2}]$$

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\sigma_{st} = \min [1/2 f_e , 90 (\eta f_{tj})^{1/2}]$$

Avec:

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

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

h : Coefficient de fissuration

$h=1$ pour les ronds lisses

$h=1,6$ pour les HA ($\varphi \geq 6mm$)

$h=1,6$ pour les HA ($\varphi < 6mm$)

--Etat limite de compression du béton (CBA93-A.4.5.2)et(BAEL91/99-A.4.5,2)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c,j}$

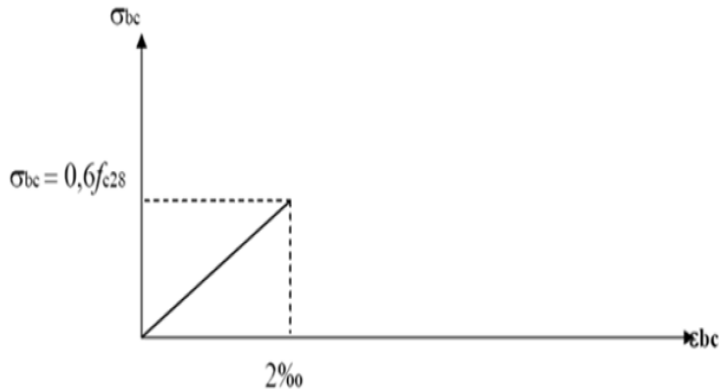
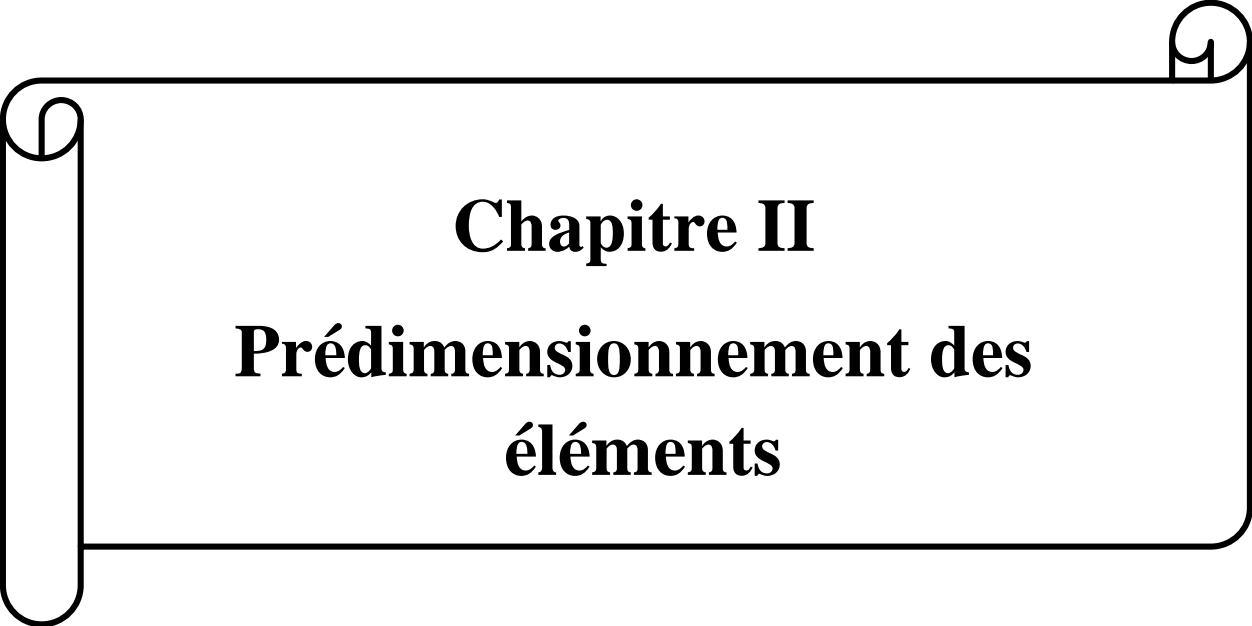


Figure I-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **(CBA 93)** et **BAEL91/modifiées.99**, et le règlement parasismique Algérien **(RPA99/version 2003)**.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II-1 : Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place avec leur ferrailage, elles sont conçues pour résister à la flexion et transmettre les charges des planchers vers les poteaux.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (**Article 7.5.1 du RPA99/2003**)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

II-1-1 : Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

a : épaisseur du poteaux.

b : largeur de la poutre.

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=500\text{cm}$).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 500 - 25 = 475\text{cm}.$$

$$31.66 \leq h_t \leq 47.5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 40\text{ cm}.$$

$$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité } b = 30\text{cm}.$$

II.1.2 : Poutres secondaires(PS) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 490 - 25 = 465\text{cm}$$

$$31 \leq h_t \leq 46.5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 40\text{cm}.$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow \text{Nous prendrons : } b = 30\text{cm}.$$

Les conditions imposées par le **RPA99** sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

-poutres principales (**30x 40**) cm^2 .

-poutres secondaires (**30 x 40**) cm^2 .

II.1.3: Poutres palières (PPal) :

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=370\text{cm}$).

$$L = 370 - 25 = 345\text{cm}.$$

$$23 \leq h_t \leq 34.5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 30\text{ cm}.$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{Nous prendrons } b = 25\text{cm}.$$

II.1.4 : Poutres de chaînage (PC) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$22.33 \leq h_t \leq 33.5 \Rightarrow$ Nous prendrons : **$h_t = 30 \text{ cm}$** .

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$ nous prendrons : **$b = 25 \text{ cm}$** .

Tableau II-1 : Sections adoptées pour les poutres

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palière	Poutres de chaînage	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	40 cm	30 cm	30 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	25 cm	25 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.3	1.3	1.2	1.2	vérifiée

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

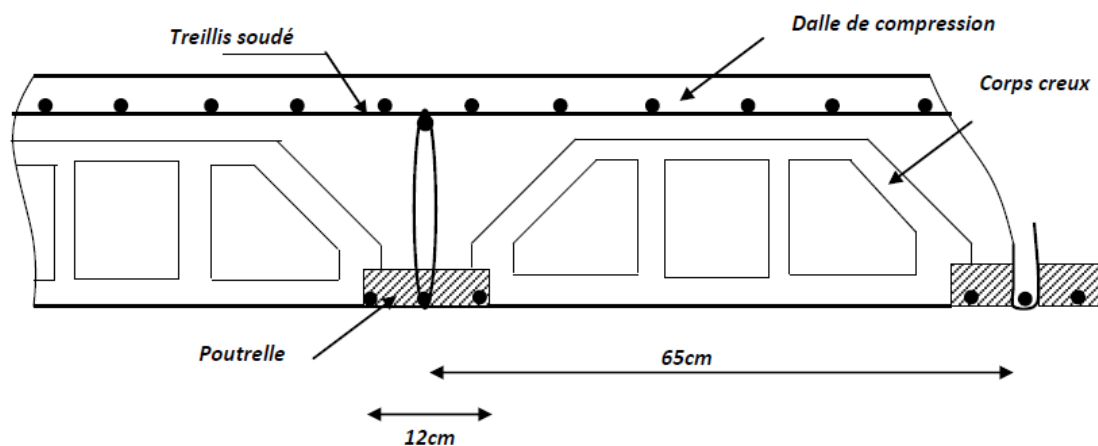


Fig.II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Pré dimensionnement du plancher :

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :
(article B 6.8.4.2.4. CBA.93)

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

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

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

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux. $L = 4.4 \text{ m} = 440 \text{ cm}$.

b : Largeur de la poutre;

Dans notre cas : $L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$.

En remplaçant L_{\max} dans la formule on trouve :

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm.}$$

On adoptera : $h_t = 21 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+5) qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 5 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

II.3. Dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.3.1) Résistance a la flexion :

Tableau 1.1 (EC 2-1-1, Tab.7.4N/NA) : Valeurs de base du rapport l/d pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression.

Système structural	l/d	
	béton fortement sollicité $\rho \geq 1,5 \%$	béton faiblement sollicité $\rho \leq 0,5 \%$
Dalle sur appui simple portant dans une direction	25	30
Travée de rive d'une dalle continue portant dans une direction ou continue le long d'un grand coté et portant dans deux directions	30	35
Travée intermédiaire d'une dalle portant dans une ou deux directions	35	40
Dalle en console	10	12

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas:

Pour les dalles sur 2 appuis adjacents

$L_x = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$. Plus sollicité

La dalle pleine : $12.5 < e < 15 \rightarrow h = 14 \text{ cm}$.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Dans le cas des dalles sur 3 appuis:

$$L/35 < d < L/30$$

$$L_x = 1.63\text{m} = 163\text{cm}.$$

La dalle pleine : $4.65 < e < 5.43 \rightarrow h = 5 \text{ cm}.$

Dans le cas des dalles sur 4 appuis:

$$L/35 < d < L/30$$

$$L_x = 2.45\text{m} = 245\text{cm}.$$

La dalle pleine : $7 < e < 8.16 \rightarrow h = 8 \text{ cm}.$

II.3.2. Isolation thermique et phonique (DTR.C3.1.1) (DTR.C3.2):

II.3.2.1. Isolation acoustique :

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieur à 350kg/m^2

$$\text{On a : } M_{dp} = \rho_{\text{béton}} \times ep \rightarrow ep = \frac{M_{dp}}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

II.3.2.2. Résistance au feu :

- ❶ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu .
- ❷ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ❸ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu .

On admet : $e = 15 \text{ cm} .$

Conclusion : On prendra une épaisseur de **15cm**

II.4 Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

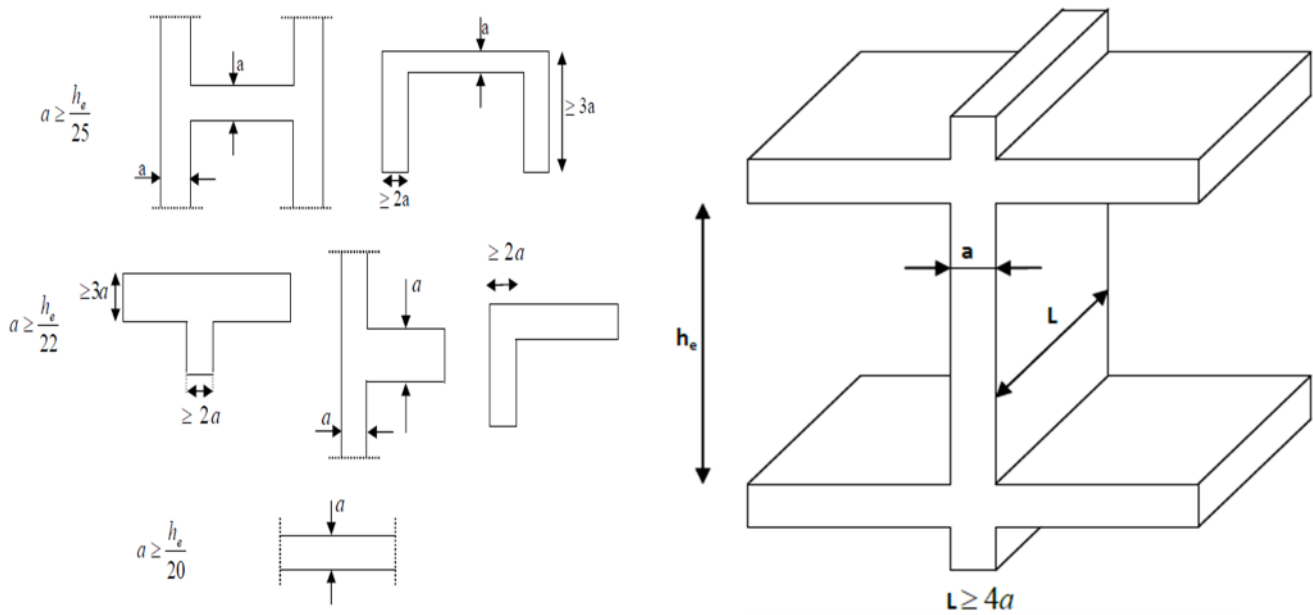
Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante: $L \geq 4a$

Avec :

a: épaisseur du voile.

L: portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm (**$a \geq 15\text{cm}$**), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.



Coupes de voile en plan. Coupes de voile en élévation.

Figure II.2 : coupes de voile.

Avec :

Dans notre cas le cas le plus défavorable est : $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e = h - e_p$ où e_p : Hauteur du plancher = 20cm (16+4)

Pour l'entresol :

$$H_{ss} = 4.08\text{m} = 408\text{cm} \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388\text{cm} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{ cm} > 15\text{ cm}.$$

On prend **a=20cm**

Pour le RDC et les étages courants:

$$H_{ec} = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{ cm} < 15\text{ cm}.$$

Donc **a=15cm**

Nous prendrons une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrage

II.5 .Pré dimensionnement des poteaux(art.7.4.1.RPA99/2003):

Un **poteau** est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression.

Le calcul de pré dimensionnement se fera à l'ELS en respectant les exigences du RPA99/2003 qui sont les suivantes :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :(art7.4.3.1.RPA 99/2003)

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3 f_c 28}$$

Avec: $N_s = G+Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

B_c : section des poteaux ($B_c=S$)

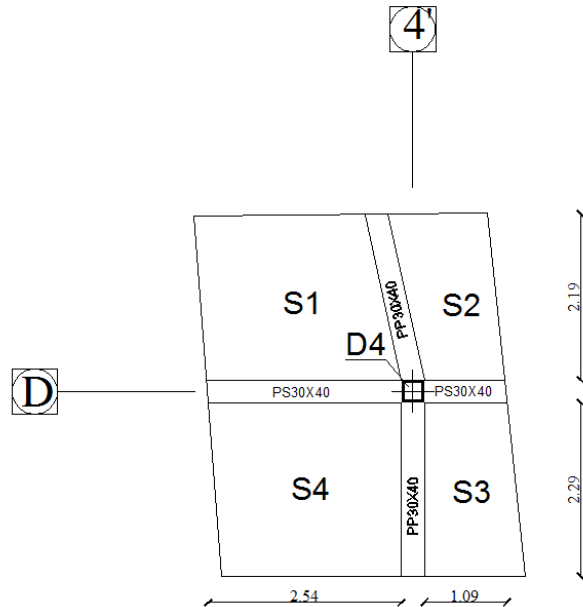


Figure II-3 : Poteau le plus sollicité

Remarque :En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.5.1. Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (D4') est calculée à l'aide de logiciel Autocad :

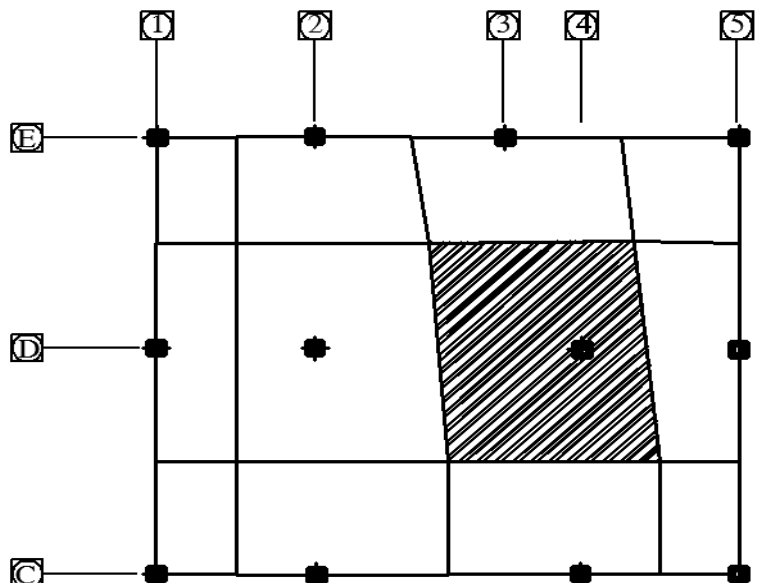
$$S1 = 5.24\text{m}^2$$

$$S2 = 2.58\text{m}^2$$

$$S3 = 2.75\text{m}^2$$

$$S4 = 5.60\text{m}^2$$

$$S = S1+S2+S3+S4 = 16.17\text{m}^2$$



II.5.2. Détermination des charges et surcharges:

II.5.2.1) Les charges permanentes :

A)Plancher terrasse :

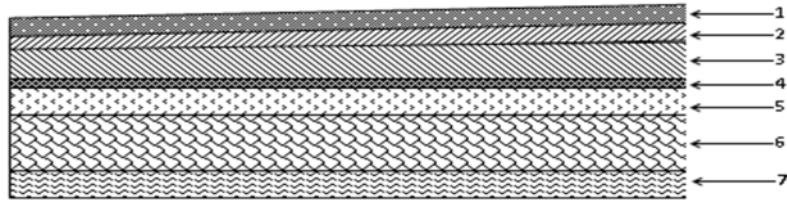


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+5) = 0.21	14	2.94
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot} = 5.75kN/m²				

B) Plancher d'étage courant :

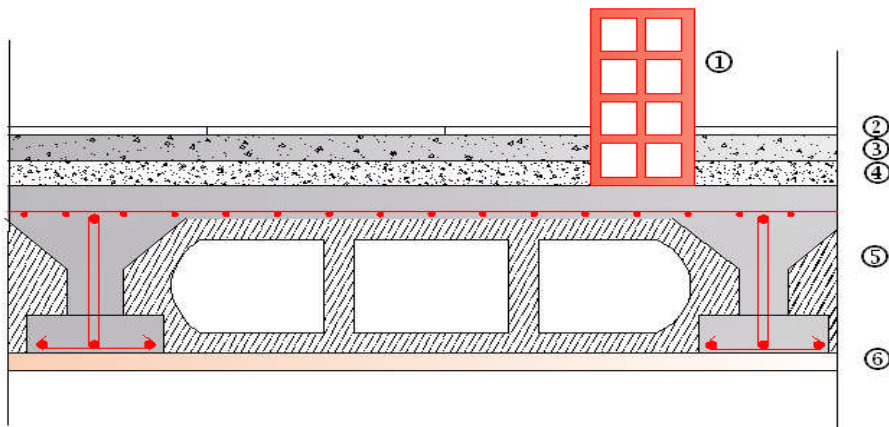


Figure II-6 : Plancher étage courant

Tableau II-3: Caractéristiques des éléments du plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0,04	9 + 10	0,90 +0,40 =1,30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,21	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_{tot} = 5.78kN/m²				

C) Maçonnerie :

▪ Mur extérieur :

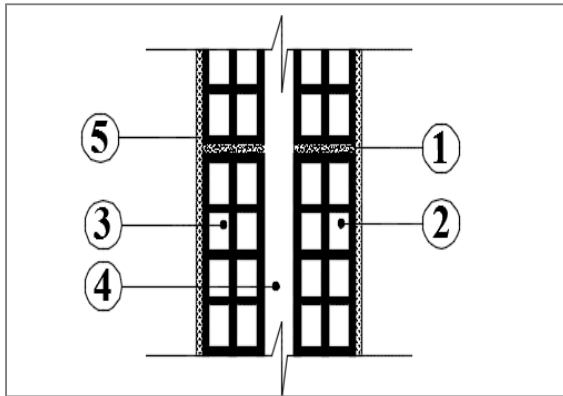


Figure II-7: Mur extérieur

Tableau II-4: Caractéristiques du mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses	0.1	9	0,9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.36 (kN / m^2)$				

▪ Mur intérieur :

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en pâtre	0.02	10	0.2
$G_{mi} = 1.3kN/m^2$				

D) Dalle pleine :

Tableau II-6: Caractéristiques des dalles

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	---	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{dp}				6.59

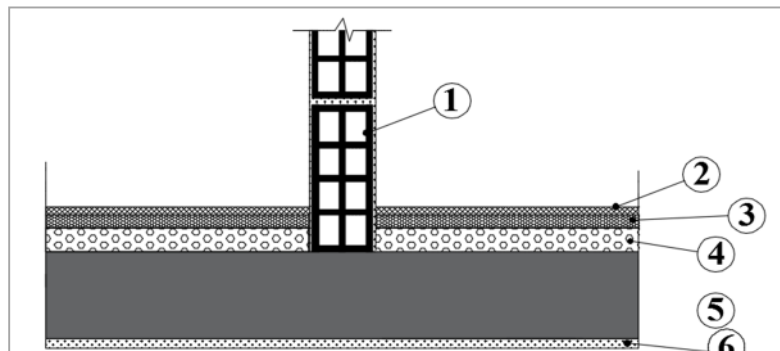


Figure II.8: coupe d'un plancher dalle pleine.

E)Acrotère:

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm a charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poidspropre: $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = \left[(0.60 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + \left(\frac{0.05 \times 0.05}{2} \right) + (0.05 \times 0.05) \right] = 0.074$$

$$S = 0.074m^2$$

$$G = 25 \times 0.074 \times 1ml = 1.84kN/ml$$

II.5.2.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

- Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m ²] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher du RDC et des étages courant à usage d'habitation	1.50
Plancher du sous-sol à usage commercial	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 16.17 = 16.17 \text{ kN}$.
- Plancher du RDC et des étages courant :
 $\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{10} = 1.50 \times 16.17 = 24.25 \text{ kN}$.
- Plancher du Sous-sol: $\rightarrow Q_{11} = 2.5 \times 16.17 = 40.43 \text{ kN}$.

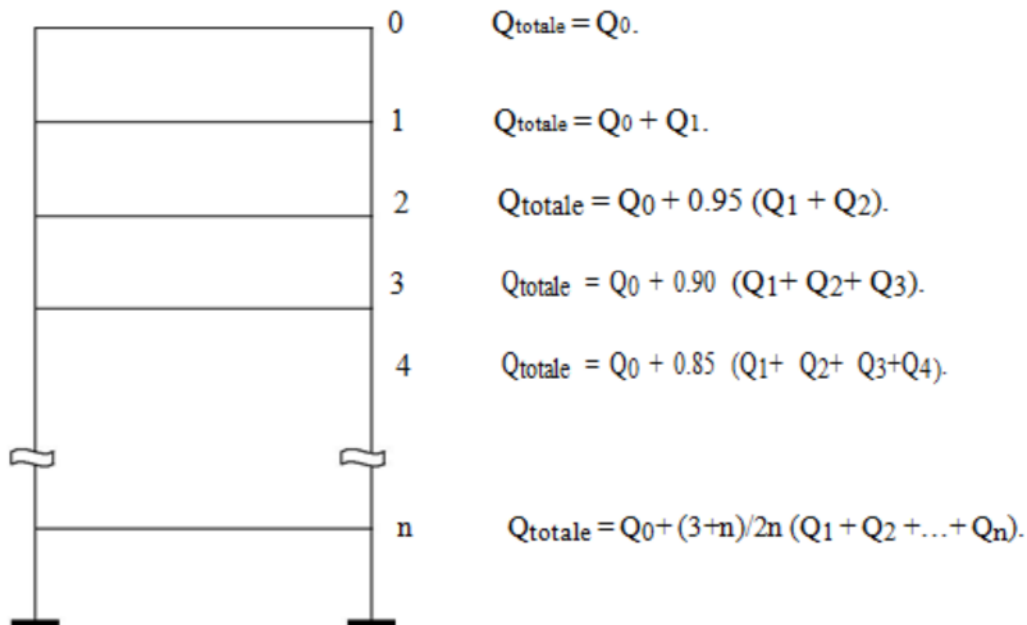
Poids propre des éléments :

- ✓ Poids du plancher : $P = G \times S$
 - Plancher terrasse :
 $P = 5.75 \times 16.17 = 92.98 \text{ kN}$
 - Plancher étage :
 $P = 5.78 \times 16.17 = 93.46 \text{ kN}$
- ✓ Poids des poutres :
 - Poutres principales :
 $PPP = 0.30 \times 0.40 \times (2.54 + 1.09) \times 25 = 10.89 \text{ kN}$.
 - Poutres secondaires :
 $PPS = 0.30 \times 0.40 \times (2.29 + 2.19) \times 25 = 13.44 \text{ kN}$.
- D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 24.33 \text{ kN}$
- ✓ Poids des poteaux :
 - Poteau du RDC et étage courant :
 $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$
 - Poteau du entre-sol :
 $GPES = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.38 \text{ kN}$

II-6) Loi de dégression de charges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :



Pour $n \geq 5$:

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

- $Q_0 = 16.17 \text{ kN}$
- $Q_{1-10} = 24.25 \text{ kN}$
- $Q_{11} = 41.43 \text{ kN}$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8: coefficients réducteurs

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Etages	terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	rdc
coéfcients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niv 11 : $Q_0=16.17kN$.

Niv 10 : $Q_0+Q_1=16.17+24.25 =40.42kN$.

Niv09: $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 16.17+0.95 (24.25 \times 2)= 62.65KN$

Niv08 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 16.17+0.90 (24.25 \times 3)= 81.65KN$

Niv07: $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16.17 +0.85 (24.25 \times 4)= 98.62KN$

Niv06 : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=16.17 +0.80 (24.25 \times 5)=113.17KN$

Niv05 : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16.17 +0.75 (24.25 \times 6)= 125.30KN$

Niv04 : $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=16.17+0.714(24.25 \times 7)= 137.37KN$

Niv03 : $Q_0+0.688 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=16.17+0.688 (24.25 \times 8)= 149.64KN$

Niv02 : $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=16.17+0.667(24.25 \times 9)=161.74KN$

Niv01 : $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) =16.17+0.65(24.25 \times 10)=173.8KN$

Tableau II-9 : Détermination des sections des poteaux

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section [cm ²]		
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G totale	G Cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	$N_s = G + Q$	$s \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$	Section trouvée (b x h)	Sections adoptés
Etage 9	92,98	4,78	24,33	122,09	122,09	16,17	16,17	138,26	184,35	14x14	25x25
Etage 8	93,46	4,78	24,33	122,57	244,66	24,25	40,42	285,08	380,11	20x20	25x25
Etage 7	93,46	4,78	24,33	122,57	367,23	24,25	62,25	429,48	572,63	24x24	25x25
Etage 6	93,46	4,78	24,33	122,57	489,8	24,25	81,65	571,45	761,93	28x28	35x35
Etage 5	93,46	4,78	24,33	122,57	612,37	24,25	98,62	710,99	947,99	31x31	35x35
Etage 4	93,46	4,78	24,33	122,57	734,94	24,25	113,17	848,11	1130,81	34x34	40x40
Etage 3	93,46	4,78	24,33	122,57	857,51	24,25	125,30	982,81	1310,41	37x37	40x40
Etage 2	93,46	4,78	24,33	122,57	980,08	24,25	137,37	1117,45	1489,94	39x39	40x40
Etage 1	93,46	4,78	24,33	122,57	1102,65	24,25	149,64	1252,29	1669,72	41x41	45x45
RDC	93,46	4,78	24,33	122,57	1225,22	24,25	161,74	1386,96	1849,28	44x44	45x45
E-Sol	93,46	4,78	24,33	122,57	1347,79	24,25	173,80	1521,59	2028,78	46x46	50x50

II.6.1 : Calcul des poteaux spécifiques au sous sol :

Calcul des poteaux F1 à F10

F3 est le plus sollicité avec une surface d'influence de 7.27m²

On aura G=60.8KN et Q=7.27KN

Ns=68.05kN

On trouve une section de 9.56x9.56cm² et on admet une section de 25x25

II.7 : Vérification des sections des poteaux :

II.7.1selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les

Conditions suivantes :

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b,h) \geq 25$ $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage 8-9 et terrasse (25×25)	$\min (b,h) = 25 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 6-7 (35×35)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 3-4-5 (40×40)	$\min (b,h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 2-1 et RDC (45×45)	$\min (b,h) = 45 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

II.7.2.Vérification de la condition de non flambement des poteaux : (CBA art B.8.3)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

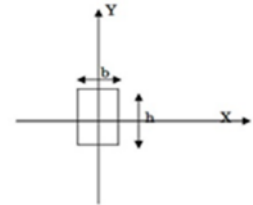


Figure II- 9: Coupe de poteau

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

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

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

L_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 0.7\sqrt{12}L_0/b$

Tableau II-10 :Vérifications au flambement

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) *10 ³	L ₀ (m)	l _f (cm)	i (cm)	λ
Entre sol	50x50	2500	520.83 3	4.08	285.6	14.43	19.79
RDC	45X45	2025	341.71 8	3.06	214.2	12.99	16.49
Etages 2,3,4	40x40	1600	213.33 3	3.06	214.2	11.54	18.55
Etages 5,6	35x35	1225	125.05 2	3.06	214.2	10.10	21.2
Etage 7,8,9	25x25	625	32.552	3.06	214.2	7.21	29.68

- La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plusrigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).
Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

II.7.3.Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

- **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

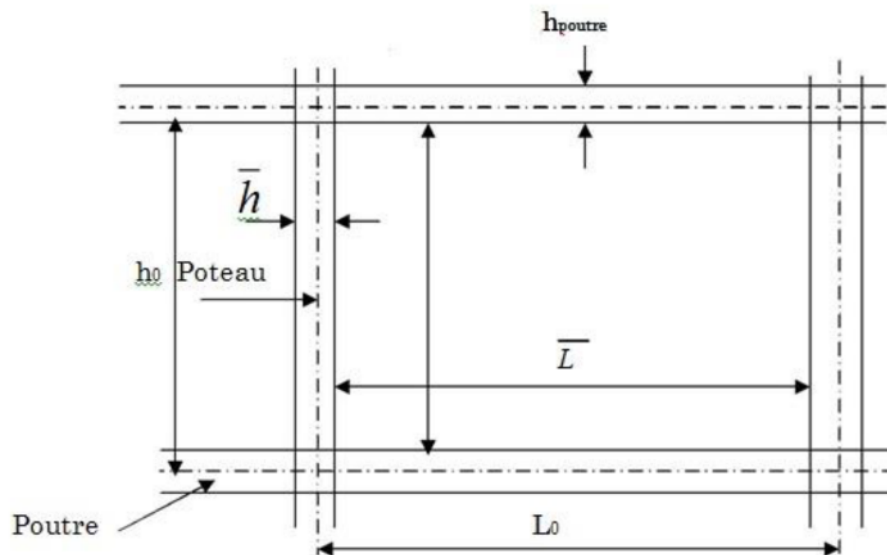


Figure II-10 : Identification des paramètres

- **Identification des paramètres :**

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II-11:Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
S-sol	A-B	(50X50)	460	410	20	430	160000	372.09
	B-C		410	360		380		421.05
	C-D		490	440		460		347.83
	D-E		460	410		430		372.09
	E-F		380	330		350		457.14
RDC, 1^{er} et 2^{ème} Etage	A-B	(45X45)	460	415	20	435	160000	367.82
	B-C		410	365		385		415.58
	C-D		490	445		465		344.09
	D-E		460	415		435		367.82
3^{ème} et 4^{ème} Etages	A-B	(40X40)	460	420	20	440	160000	363.64
	B-C		410	370		390		410.26
	C-D		490	450		470		340.43
	D-E		460	450		440		363.64
6^{ème} et 7^{ème} Etages	A-B	(35X35)	460	425	20	445	160000	359.55
	B-C		410	375		395		405.06
	C-D		490	455		475		336.84
	D-E		460	425		445		359.55
8^{ème} et 9^{ème} Etages	A-B	(25X25)	460	435	20	455	160000	351.65
	B-C		410	385		405		395.06
	C-D		490	465		485		329.9
	D-E		460	435		455		351.65

Tableau II-12: Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travé e	Section	L ₀	\bar{L}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
S-sol	1-2	(50X50)	300	250	20	270	160000	592.59
	2-3		355	305		325		492.31
	3-4		445	395		415		385.54
	4-5		235	185		205		780.49
	5-6		360	310		330		484.85
	2-3'		170	120		140		1142.86
	2-4'		500	450		470		340.43
	3'-4'		330	280		300		533.33
	4'-4		300	250		270		592.59
RDC, 1^{er} et 2^{ème} Etage	1-2	(45X45)	300	255	20	275	160000	581.82
	2-3		355	310		330		484.85
	3-4		445	400		420		380.95
	4-5		235	190		210		761.90
	5-6		360	315		335		477.61
	2-4'		500	455		475		336.84
	3'-4'		330	285		305		524.59
	4'-4		300	255		275		581.82
3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} Etages	1-2	(40X40)	300	260	20	280	160000	571.43
	2-3		355	315		335		477.61
	3-4		445	405		425		376.47
	4-5		235	195		215		744.19
	5-6		360	320		340		470.59
	2-4'		500	460		480		333.33
	3'-4'		330	290		310		516.13
	4'-4		300	260		280		571.43
6^{ème} 7^{ème} Etages	1-2	(35X35)	300	265	20	285	160000	561.4
	2-3		355	320		340		470.59
	3-4		445	410		430		372.09
	4-5		235	200		220		727.27
	5-6		360	325		345		463.77
	2-4'		500	465		485		329.9
	3'-4'		330	295		315		507.94
	4'-4		300	265		285		561.4
8^{ème} 9^{ème} Etages	1-2	(25X25)	300	275	20	295	160000	542.37
	2-3		355	330		350		457.14
	3-4		445	420		440		363.64
	4-5		235	210		230		695.65
	5-6		360	335		355		450.7
	2-4'		500	475		495		323.23
	3'-4'		330	305		325		492.31
	4'-4		300	275		295		542.37

Tableau II- 13: Rigidités des poteaux transversaux Y-Y et X-X

cm ²		Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h0	h̄	1/2 ep	hc	Ip	Kp
S-sol	(50X50)	408	368	25	393	520833.33	1325.27
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	(45X45)	306	266	22.5	288.5	341718.75	1184.46
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etages	(40X40)	306	266	20	286	213333.33	745.92
6 ^{ème} et 7 ^{ème} Etages	(35X35)	306	266	17.5	283.5	125052.08	441.1
8 ^{ème} et 9 ^{ème} Etages	(25X25)	306	266	12.5	278.5	32552.08	116.88

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée dans certains cas, donc nous devons augmenter les sections des poteaux

on a : $K_p = I_p / h_c \dots\dots\dots(1)$

$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} b \dots\dots\dots(2)$

$I_p = \frac{b^4}{12} \dots\dots\dots(3)$

b: épaisseur du poteau

D'après les équations 1,2 et 3 on aura l'équation suivante :

$$b^4 - 6Kb - 12\bar{h}K = 0$$

Nous retenons comme solution :

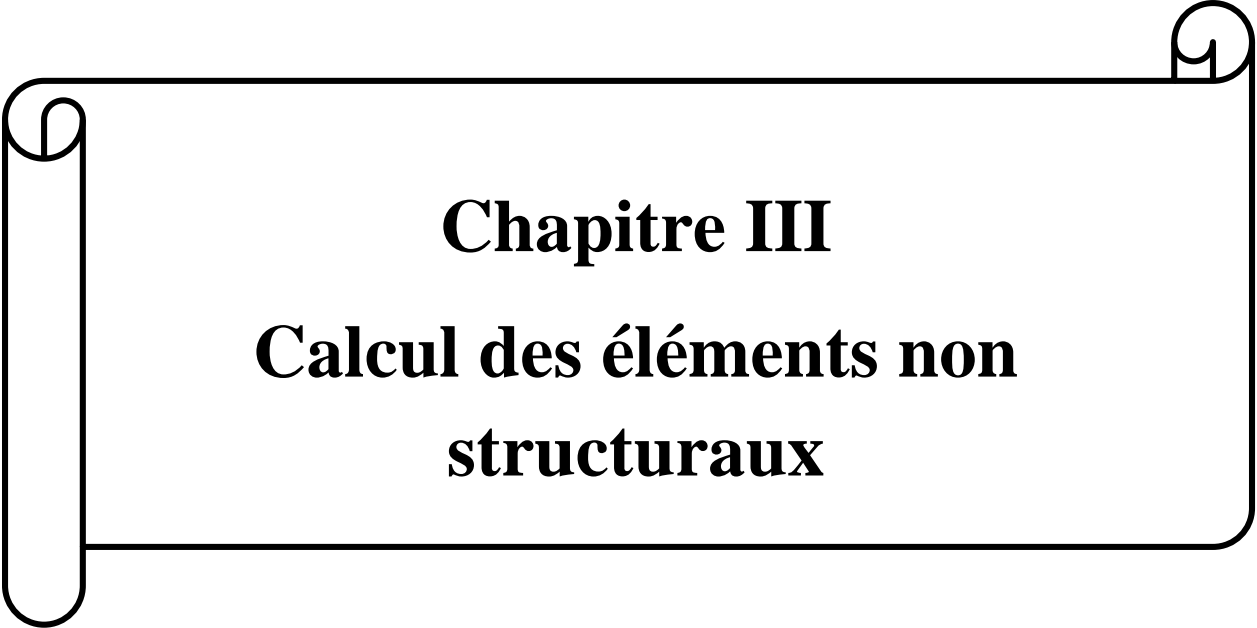
➤ $b=39.297\text{cm}$

Nous prendrons quand même une section plus économique de 35x35 que nous vérifierons au niveau des rotules plastiques

CONCLUSION :

Les différentes règles des documents techniques nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		h_t = 21cm (16+5)
Epaisseur des dalles pleines		e = 15cm
Epaisseur des voiles	entre-sol, RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(30x40) cm ²
	Poutre secondaire	(30x40) cm ²
Sections des poteaux	entre-sol et RDC	(50X50) cm ²
	1 ^{er} et 2 ^{ème} ET 3 ^{ème} , étage	(45X45) cm ²
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage 6 ^{ème}	(40X40) cm ²
	, 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	(35X35) cm ²



Chapitre III
Calcul des éléments non
structuraux

INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrions donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leur reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié 99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

III.1. Acrotère :

III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé et est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [kN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ... etc.) qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2 \text{ cm}$; La surface : 0.0785 m^2

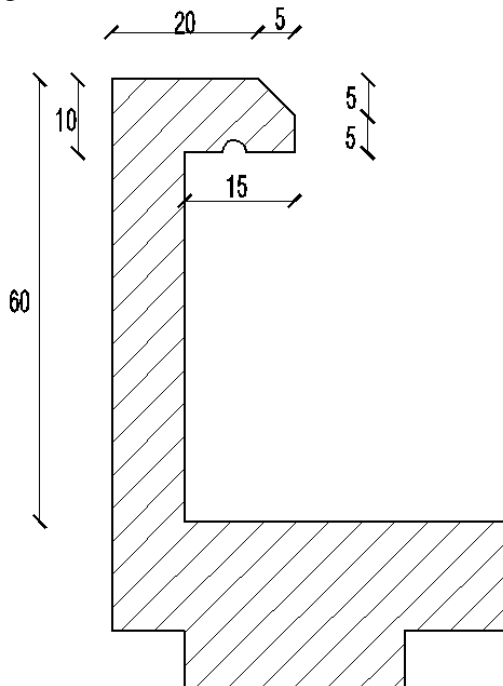


Figure III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère

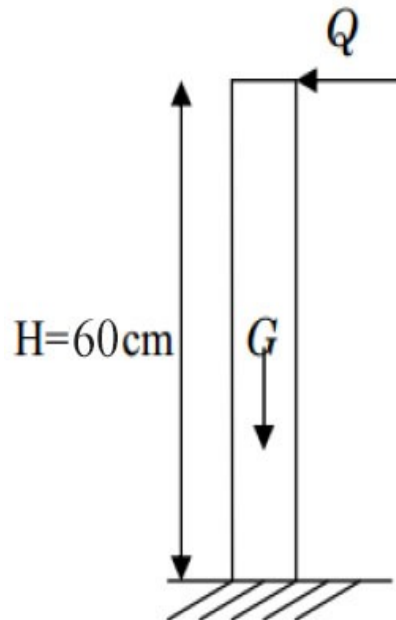


Figure III-1-2 : Schéma statique

III.1.3. Calcul des sollicitations :

⚡ Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{beton}} \times S_{\text{acr}}$

Chapitre III : Acrotère

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.5 \times 0.1) + (0.35 \times 0.1) - \left(\frac{0.05 \times 0.05}{2} \right) \right] = 25 \times 0.08375$$
$$G = 2.09 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

✚ Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 = 1.84 \text{ kN/ml}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

- Effort normal du a la surcharge Q : $NQ = 0$
- Moment de renversement du a G : $MG = 0$
- Moment de renversement du a Q : $MQ = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$

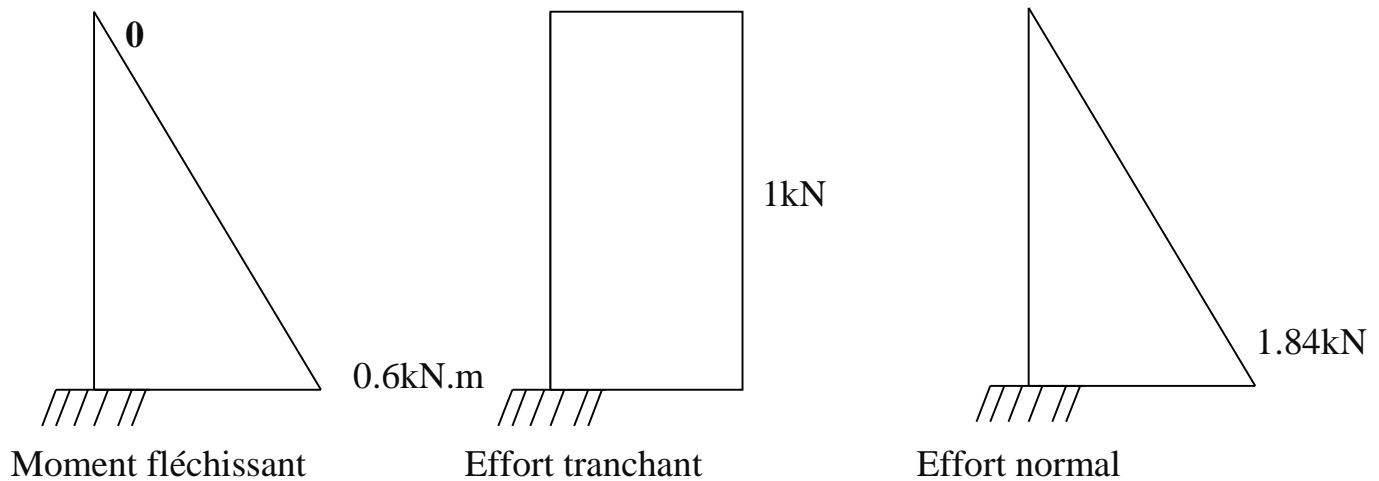


Figure III.1.2 Diagrammes des efforts

III.1.4. Les combinaisons de charges :

➤ **ELU : $1.35G + 1.5Q$**

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.84 = 2.484 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS: $G + Q$**

$$N_s = N = 1.84 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.1.5. Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Chapitre III : Acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

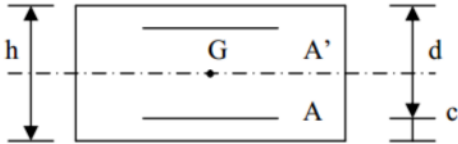


Figure III-1-3 : répartition des armatures

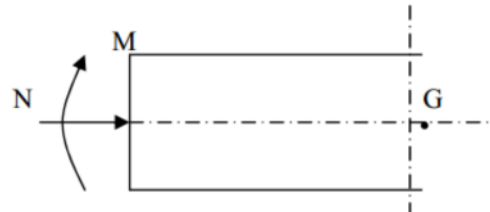


Figure III-1-4 : schéma des efforts externes

Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

III.1.6. Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.484} = 0.36\text{m} \approx 36\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$$

Avec :

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$Y = (\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 36\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2\text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b) Calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

Chapitre III : Acrotère

$$=2.484 \times [2 + (\frac{10}{2} - 3)] = 2.848 \times 0.38 = \mathbf{0.944 \text{ KN.M}}$$

$$\mathbf{M_f = 0.944 \text{ KN.M}}$$

❖ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_1 = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.013 < \mu_1 = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.944 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

c) Calcul en flexion composée :

➤ La section des armatures réelles :

- Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.484}{34.8} = 0.318 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.7. Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2 BAEL91/99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.318 \text{ cm}^2$ → la condition n'est pas vérifiée

Avec :

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

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_{\text{adop}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3 HA8 = 1.51 cm² avec un espacement : $S_t = 60/3 = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art :A.5.1,211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1,3 BAEL91/99)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \Pi Q = 4 \times \Pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.1,221BAEL91/99)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

• **Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm.}$

III.1.8 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} \text{ (Art A.4.5.3.3BAEL91/99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Chapitre III : Acrotère

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155 \approx \mathbf{0.916}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.916 \times 7 \times 2.01} = \mathbf{46.554 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 46.554 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton (A.4.5, 2BAEL91/99):

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{46.554}{44.52} = 1.045 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.045 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.9 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)}}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) \rightarrow
A=0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : **C_p = 0.8**

W_p : Poids de l'acrotère (**W_p = 1,84 [kN/ml]**)

D'ou : **F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.84 = 0.883 [kN/ml]**.

F_p = 0.804 kN/ml < Q = 1 kN/ml \rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion

Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm

Armatures de répartition : 3HA8 espacées de 20cm

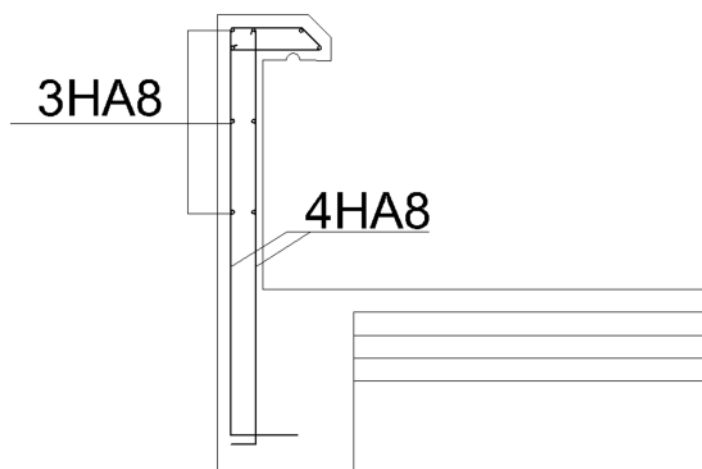


Figure III.1.4 schéma de ferrailage

Chapitre III : 2-Planchers

III.2 : Calcul des planchers :

Notre structure comporte des planchers en dalle pleine et en corps creux dont les poutrelles (Nervures) sont préfabriquées et disposées transversalement suivant (yy) en appui sur les poutres principales, avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

III.2.A. Calcul des planchers en corps creux

III.2.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (FeE500). ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le CBA93 (Art A.7.2.4.2.) et

le B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Pour : } l \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \text{ Pour : } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Dans notre cas ; $L=65\text{cm}$ $f_e=500\text{MPa}$

AN :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : $3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2$ avec un espacement : $e=20\text{cm}$

b-Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A_{//} = \frac{0.78}{2} = 0.39\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : $3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2$

Avec un espacement : $e=20\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Chapitre III : 2-Planchers

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (FeE500) de dimension (200x200) mm².

III.2.2. Les poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm², elle est calculées comme une sections en T.

a) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

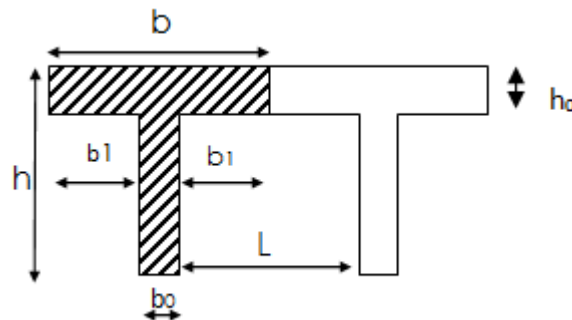


Figure III.2.1 : Surfaces revenant aux poutrelles

b = 65cm : distance entre axes de deux poutrelle

h = (16+5) : hauteur du plancher en corps creux

b₀ = 12cm : largeur de la poutrelle

h₀ = 5 cm : épaisseur de la dalle de compression

b₁: débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

III.2.3.Première étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids des ouvriers.

a)- **Chargement :**

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

Charge permanente : $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Chapitre III : 2-Planchers

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

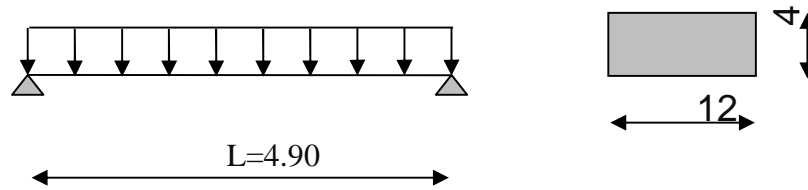


Figure III.2.2 : schéma statique de la poutrelle.

b) Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u x L^2}{8} = 7.5 \text{ kN.m} \Rightarrow M_U = 7.5 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{q_u x L}{2} = 6.125 \text{ kN} \quad \Rightarrow T = 6.125 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

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

$$\mu_u = \frac{7.5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 11 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III.2.4. Deuxième étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T, partiellement encastree à ses deux extrémités et reposant sur des appuis intermédiaires le long de la travée. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

III.2.4.1. Plancher des étages courants :

a) Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

$$\text{Poids propre de plancher : } G = 5.78 \times 0.65 = 3.757 \text{ kN /ml}$$

Chapitre III : 2-Planchers

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

b) Les combinaisons des charges :

à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.534 \text{ kN/ml}$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 4.732 \text{ kN/ml}$

c) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

d) Evaluation des conditions de la méthode forfaitaire :

• **Domaine de validation de la méthode forfaitaire [B.A.E.L 91/Art B.6.2, 210] :**

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

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$2G = 2 \times 3.757 = 7.514 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 0.975 = 0.975 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$Q = 0.975 \text{ kN/m}^2 < 2G = 7.514 \text{ kN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

2). les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité...condition vérifiée

3). les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

- Travée AB-BC : $\frac{4.60}{4.10} = 1.122 \dots \text{condition vérifiée}$
- Travée BC-CD : $\frac{4.10}{4.90} = 0.836 \dots \text{condition vérifiée}$
- Travée CD-DE : $\frac{4.90}{4.60} = 1.065 \dots \text{condition vérifiée}$

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable...condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable, elle sera donc adoptée pour nos calculs.

Chapitre III : 2-Planchers

- **Principe de la méthode [B.A.E.L91/ Art B.6.2, 211] :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

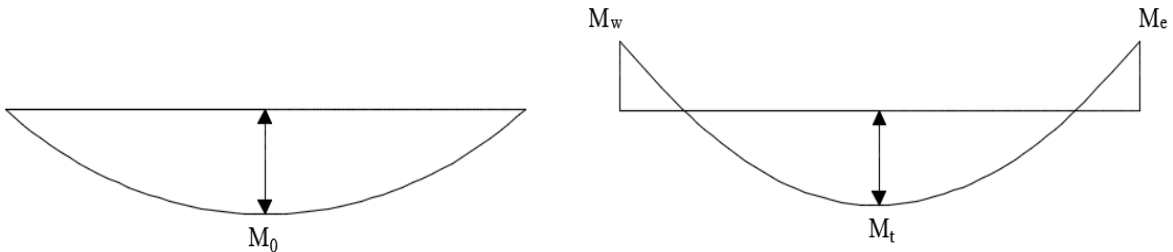


Figure III.2.3 moments en travée et aux appuis

- α : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$, il varie de **0 à 2/3** pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

$$\begin{aligned} \text{Pour : } Q=0 & \longrightarrow \alpha = 0 \\ \text{Pour : } Q=2G & \longrightarrow \alpha = 2/3 \end{aligned}$$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

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

- M_w, M_e : Les valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : Moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

➤ Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t > \max\{1.05M_0; (1 + 1.03\alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2} \dots\dots\dots(1)$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$; dans le cas d'une travée intermédiaire.....(2)

- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$; dans le cas d'une travée de rive(2')

➤ La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

Dans notre cas nous avons cinq types de travées à étudier :

Chapitre III : 2-Planchers

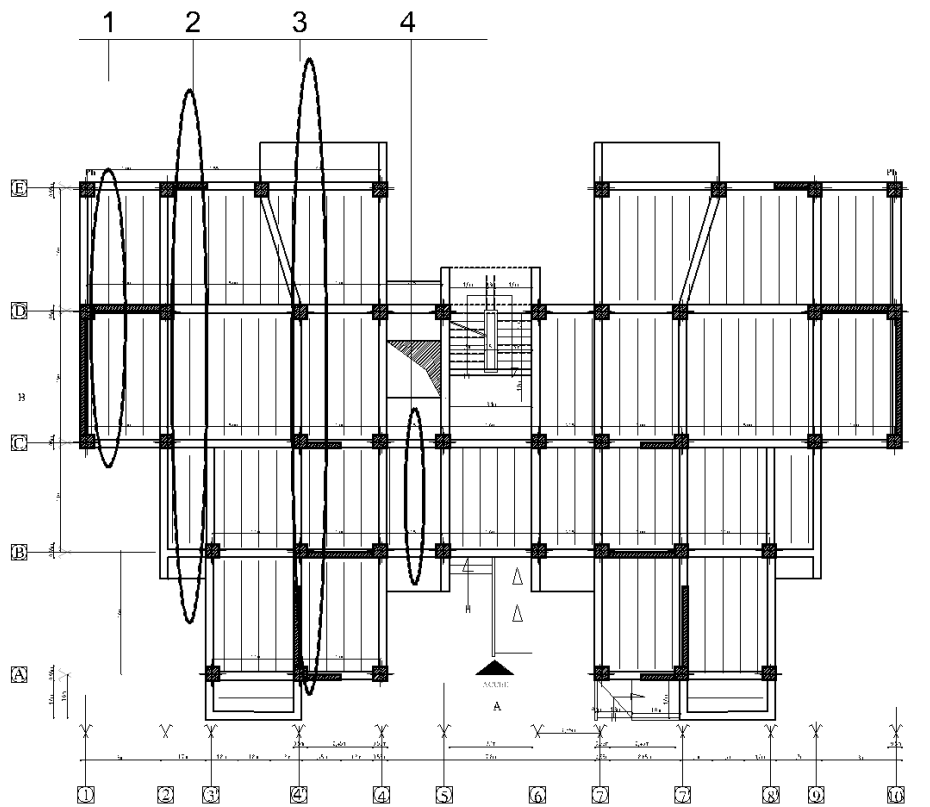


Figure III 2.4 : travées à étudier

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

α	$1 + 0,3 \alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0.206	1.0618	0,5309	0,6309

Chapitre III : 2-Planchers

Etude du Cas 1 :

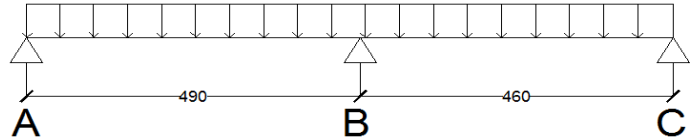


Tableau III.2.1 : moments du cas 1:

Travées		AB	BC		
Type de travée		Travée de rive		Travée de rive	
L(m)		4.90		4.60	
Moments fléchissants (M ₀)[KN.m]		19,610		17,282	
Appuis		A	B		C
Coefficient forfaitaire		0.3	0.6	0.6	0.3
Moments aux Appuis [KN.m]		5.883	11.766	10.369	5.185
Moments max aux Appuis [KN.m]		5.883	11.766		5.185
Moments travées	Formule (1)	11,998		9,875	
	Formule (2')	14,889		13,122	
Moment en travée max (M _{max})[KN.m]		14.889		13.122	

Efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

M_i et M_{i+1} : Moment aux appuis « i » et « i+1 » à prendre avec leurs signes.

$$\theta(x) = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x : \text{Moment isostatique}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

L'effort tranchant aux appuis « i » et « i+1 » :

$$T_i = T(x=0) = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Chapitre III : 2-Planchers

$$T_{i+1} = T(x = L) = -\frac{q.L}{2} - q.x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Tableau III.2.2 :efforts tranchants du cas 1 :

Travées	AB		BC	
L(m)	4.90		4.60	
Appuis	A	B	B	C
Moments au appuis[KN.m]	-5.883	-11.766	-11.766	-5.185
$\Theta(x)$ [KN]	16,008	-16,008	15,028	-15,028
T(x) [KN]	14,808	-17,209	16,459	-13,597

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

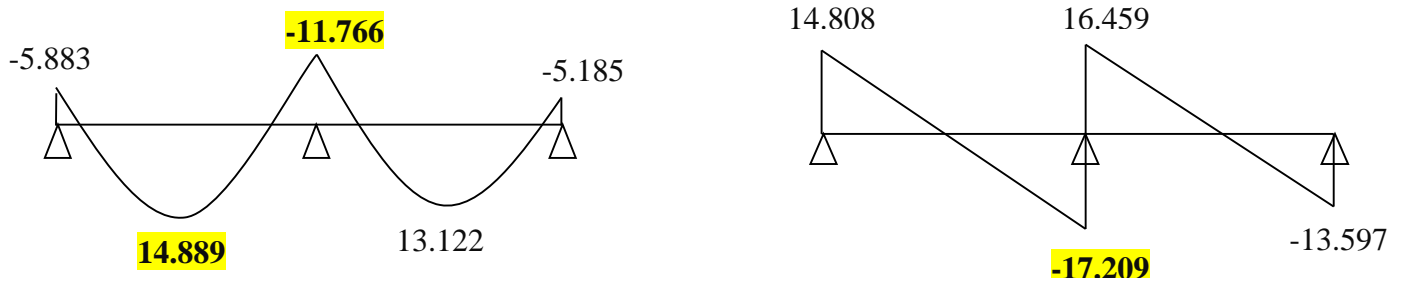


Figure III.2.5 diagramme des moments et effort tranchants du cas (1)

Chapitre III : 2-Planchers

Etude du Cas 2 :

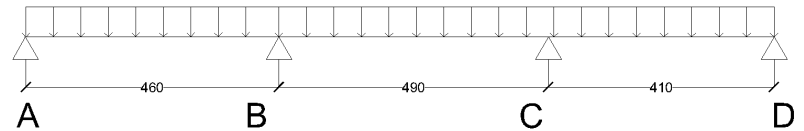


Tableau III.2.3 : moments du cas 2:

Travées	AB		BC		CD	
Type de travée	Travée de rive		Travée intermédiaire		Travée de rive	
L(m)	4.60		4.90		4.10	
Moments fléchissants (M_0) [KN.m]	17,282		19,610		13,730	
Appuis	A	B	B	C	C	D
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.5	0.5	0.5	0.3
Moments Aux Appuis [KN.m]	5.185	8.641	9,805	9,805	9,805	4.119
Moments max aux Appuis [KN.m]	5.185	9,805		9.805		4.119
Moments en travées (M_t) [KN.m]	11,438		11,017		7,616	
	13,122		10,411		10,424	
Moment max en travée (M_{tmax}) [KN.m]	13,122		11,017		10,424	

Tableau III.2.4 : efforts tranchants du cas 2 :

Travées	AB		BC		CD	
L(m)	4.60		4.90		4.10	
Appuis	A	B		C		D
Moments aux appuis [KN.m]	-5.185	-9.805		-9.805		-4.119
$\Theta(x)$ [KN]	15,028	-15,028	16,008	-16.008	13,395	-13,395
T(x) [KN]	14,277	-15,780	16,008	-16.008	14,782	12,008

Chapitre III : 2-Planchers

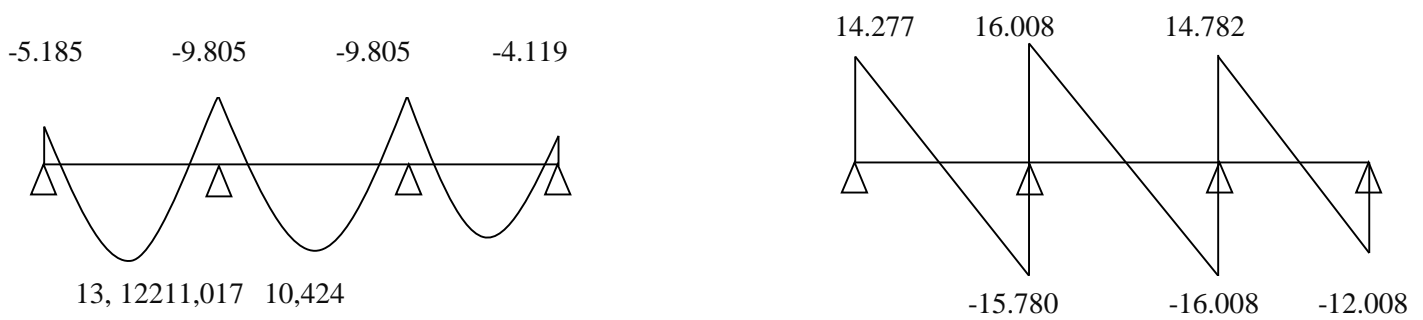


Figure 2.6 : diagramme des moments et effort tranchants du cas (2)

Etude du cas (3)

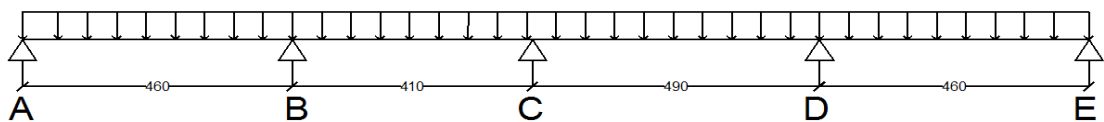


Tableau III.2.4 : moments du cas (3)

Travées		AB		BC		CD		DE	
Type de travée		Travée de rive		Travée intermédiaire		Travée intermédiaire		Travée de rive	
L(m)		4.60		4.10		4.90		4.60	
Moments fléchissant (M_0) [KN.m]		17,282		13,730		19,610		17,282	
Appuis		A	B		C		D		E
Coefficient forfaitaire		0.3	0.5	0.5	0.4	0.4	0.5	0.5	0.3
Moments aux Appuis [KN.m]		5,185	8,641	6,865	5,492	7,844	9,805	8,641	5,185
Moments max aux Appuis [KN.m]		5.185	8.641		7.844		9.641		5.185
Moments en travées	Formule (1)	11,438		6,335		11,998		10,856	
	Formule (2 ; 2')	13,122		7,289		10,411		13,122	
Moment max en travée (M_{tmax}) [KN.m]		13.122		7.289		11.998		13.122	

Chapitre III : 2-Planchers

Tableau III.2.5 : efforts tranchants du cas (3)

Travées	AB		BC		CD		DE	
L(m)	4.60		4.10		4.90		4.60	
Appuis	A	B		C		D		E
Moments aux appuis [KN.m]	-5.185	-8.641		-7.844		-9.641		-5.185
$\Theta(x)$ [KN]	15,028	-15,028	13,395	-13,395	16,008	-16,008	13,395	-13,395
T(x) [KN]	14,277	15,780	13,589	13,200	15,608	16,409	16,033	14,024

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

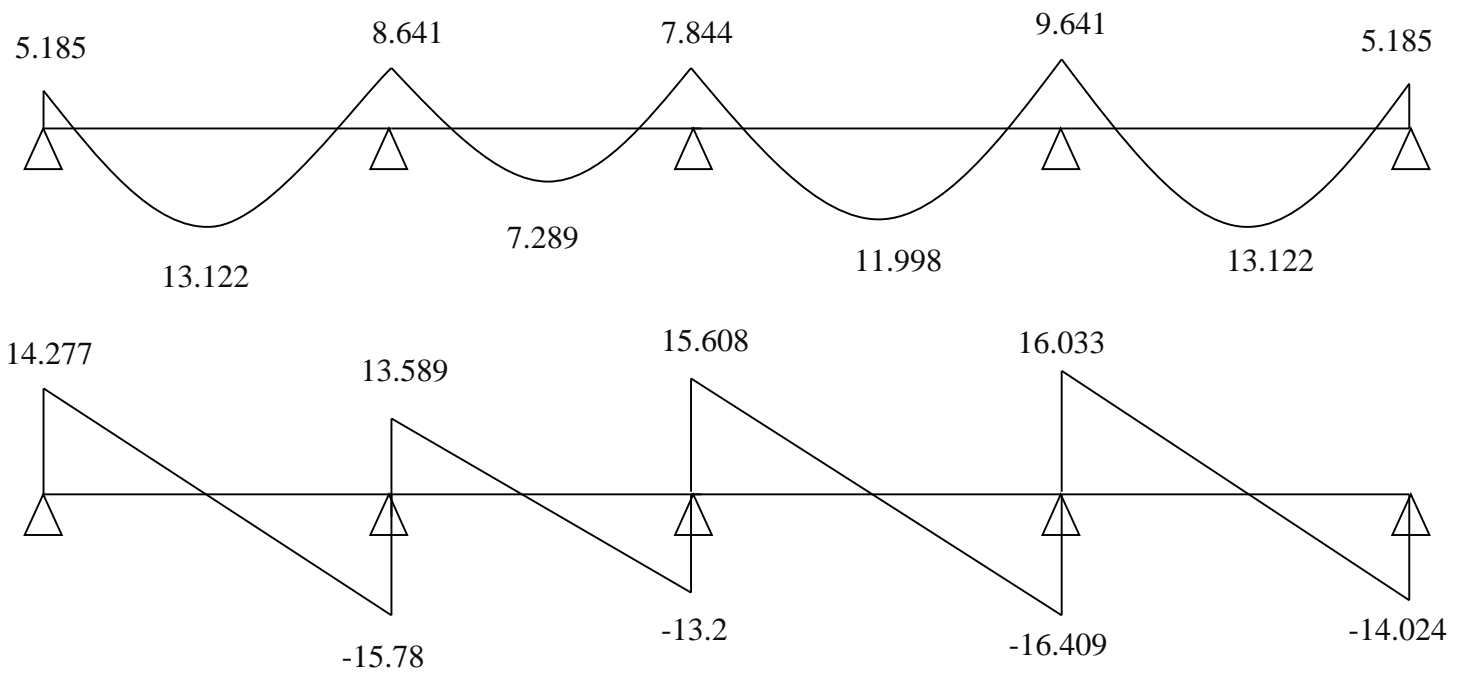


Figure III.2.7 diagramme des moments et effort tranchants du cas (3)

Chapitre III : 2-Planchers

Etude du Cas4 :

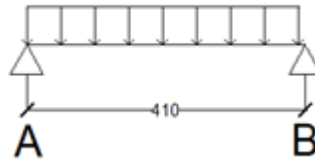


Tableau III.2.6 : moments du cas (4)

Travées		AB	
L(m)		4.10	
Moments fléchissants (M_0) [KN.m]		13.73	
Appuis		A	B
Coefficient forfaitaire		0.3	0.3
Moments aux appuis [KN.m]		-4.119	-4.119
Moments en travées	$0.85M_0$	11.67	

Tableau III.2.7 : efforts tranchants du cas (4)

Travées		AB	
L(m)		4.10	
Appuis		A	B
Moments au appuis [KN.m]		-4.119	-4.119
T(x) [KN]		13.395	-13.395

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

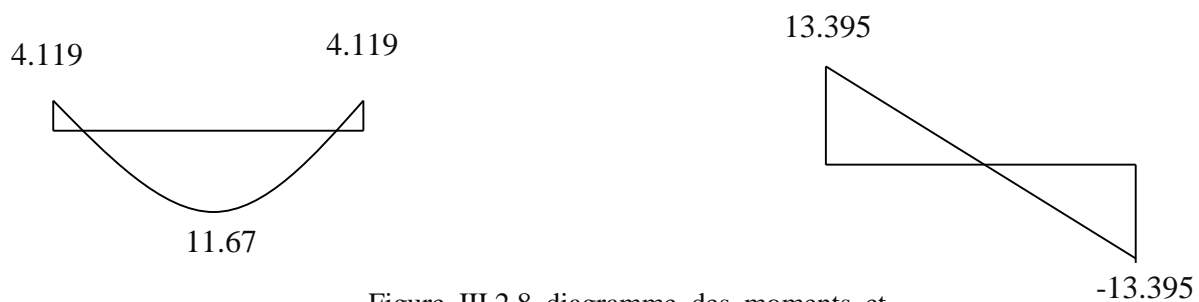


Figure III.2.8 diagramme des moments et effort tranchants du cas (4)

Chapitre III : 2-Planchers

III.2.5 Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 14.889 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 11.766 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 21 \text{ cm}$; $d = 19 \text{ cm}$:

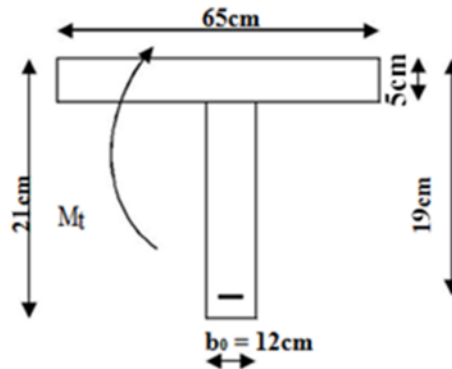


Figure III.2.9

a)- En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.19 - \frac{0.05}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 76.1475 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 76.148 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 14.889 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en T se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 21) \text{ cm}^2$.

- **Sections d'armatures :**

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.889 \times 10^6}{650 \times 190^2 \times 14.2} = 0.0446$$

$$\mu_u = 0.0446 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

Chapitre III : 2-Planchers

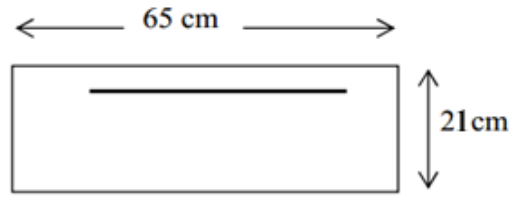


Figure III.2.10 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.889 \times 10^5}{0.978 \times 19 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Choix de section d'armature :

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Armature de répartition : } A_r = 1/4 A_{st} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons **3HA8**

b) Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.766 \times 10^6}{120 \times 190^2 \times 14.2} = 0.191$$

$$\mu_u = 0.191 < \mu_i = 0.392 \text{ (section simplement armé)}$$

$$\mu_u = 0.191 \rightarrow \beta = 0.893$$

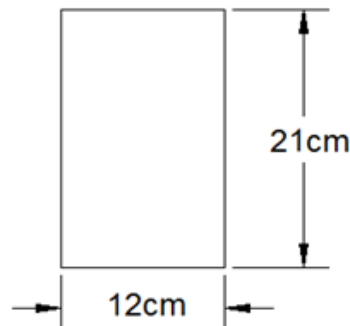


Figure III.2.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.766 \times 10^5}{0.893 \times 19 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.993 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Armature de répartition : } A_r = 1/4 A_{st} = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ Nous prendrons } 3\text{HA}8$$

• Armatures transversales à L'ELU (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1,23)

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{21}{35} ; 1.6 ; \frac{12}{10} \right) = \min (0.6, 1.6, 1.2) = 0.6 \text{ cm}$$

Chapitre III : 2-Planchers

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec $A_{st}=3HA8 = 1.51\text{cm}^2$

Espacement des cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/
Art: A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 19 ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 17.1\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Conclusion:

En travée $A_{st}=3HA10 = 2.35\text{cm}^2$.

En appui $A_{st}=2HA12 = 2.26\text{cm}^2$.

Les armatures transversales : $A_{st}=3HA8 = 1.51\text{cm}^2$

III.2.6. Vérifications à l'ELU :

III.2.6.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2 BAEL91/99) :

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1}{400} = 1,49 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 < A_{ada} = 2.26 < A_{adt} = 2.35\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 17.209 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17.209 \times 1000}{120 \times 190} = 0.755 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

III.2.6.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

Chapitre III : 2-Planchers

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.209 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 75.36} = 1.335 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,335 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0.9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 19 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 136.8 \text{ kN.}$$

$$T_{max} = 14.808 \text{ kN} < T = 136.8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{max} = 17.209 \text{ kN} < T = 136.8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(14.808 - \frac{5.883 \times 10^2}{0.9 \times 19} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -0.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.209 - \frac{11.766 \times 10^2}{0.9 \times 19} \right) \times \frac{11.5}{400} = -1.483 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -1.483 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.6.6 Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Chapitre III : 2-Planchers

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm}$$

nous prendrons : $L_s = 40 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 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 $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.2.7. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\text{l'ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.534 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.732 \text{ kN/ml}$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

Moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 14.889 \times 0.72 = 10.72 \text{ kN.m} \rightarrow M_t^{\max} = 10.72 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\max} = 11.766 \times 0.72 = 8.47 \text{ kN.m} \rightarrow M_a^{\max} = 8.47 \text{ kN.m}$$

III.2.7.1 Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

M_s (KNm)	A_s à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
10.72	2.35	1.031	0.859	20.49	13.64	15	vérifiée

III.2.7.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.7.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

Chapitre III : 2-Planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4.732 \times \frac{5^2}{8} = 14.7875 \text{ kN.m.}$$

h : hauteur totale (21cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0,042 < \frac{10.72}{15 \times 14.7875} = 0,048 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 19} = 0,010 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0,042 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ Calcul de la flèche

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I₀ : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile

de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho}$

• Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 21 \times \frac{21}{2} + (65-12) \times 5 \times \frac{5}{2} + (15 \times 2.35 \times 19) \\ &= 3978.25 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Chapitre III : 2-Planchers

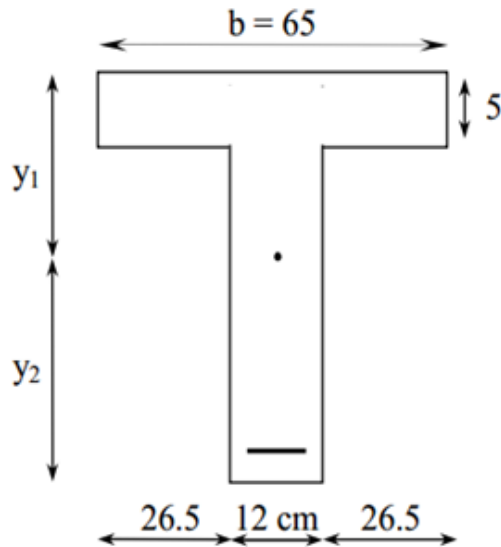


Figure III.2.12 : Dimensions de la section en Té

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 21) + (65 - 12) \times 5 + (15 \times 2.35) = 552.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3978.25}{552.25} = 7.20 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 7.20 = 13.8 \text{ cm}$$

➤ Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.20^3 + 13.8^3) + (65 - 12) \times \frac{5^3}{12} + (65 - 12) \times 5 \times (7.20 - \frac{5}{2})^2 + 15 \times 2.35 \times (13.8 - 2)^2$$

$$I_0 = 23319.423 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 19} = 0.010$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.7705$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.6445$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 23319.423}{1 + 0.4 \times 0.7705 \times 1.6445} = 17023.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4.732 \times 5^2}{10818.865 \times 10^3 \times 17023 \times 10^{-8}} = 0.000836 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{5}{500} = 0.01 \text{ m}$$

$$f = 0.000836 \text{ m} < \bar{f} = 0.01 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Chapitre III : 2-Planchers

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée $A_{st}=3HA10= 2.35cm^2$.
 - aux appuis: $A_{sa}=2HA12= 2.26cm^2$.
- ❖ Les armatures transversales :
 - $A_{st}=3HA8 =1.51cm^2$

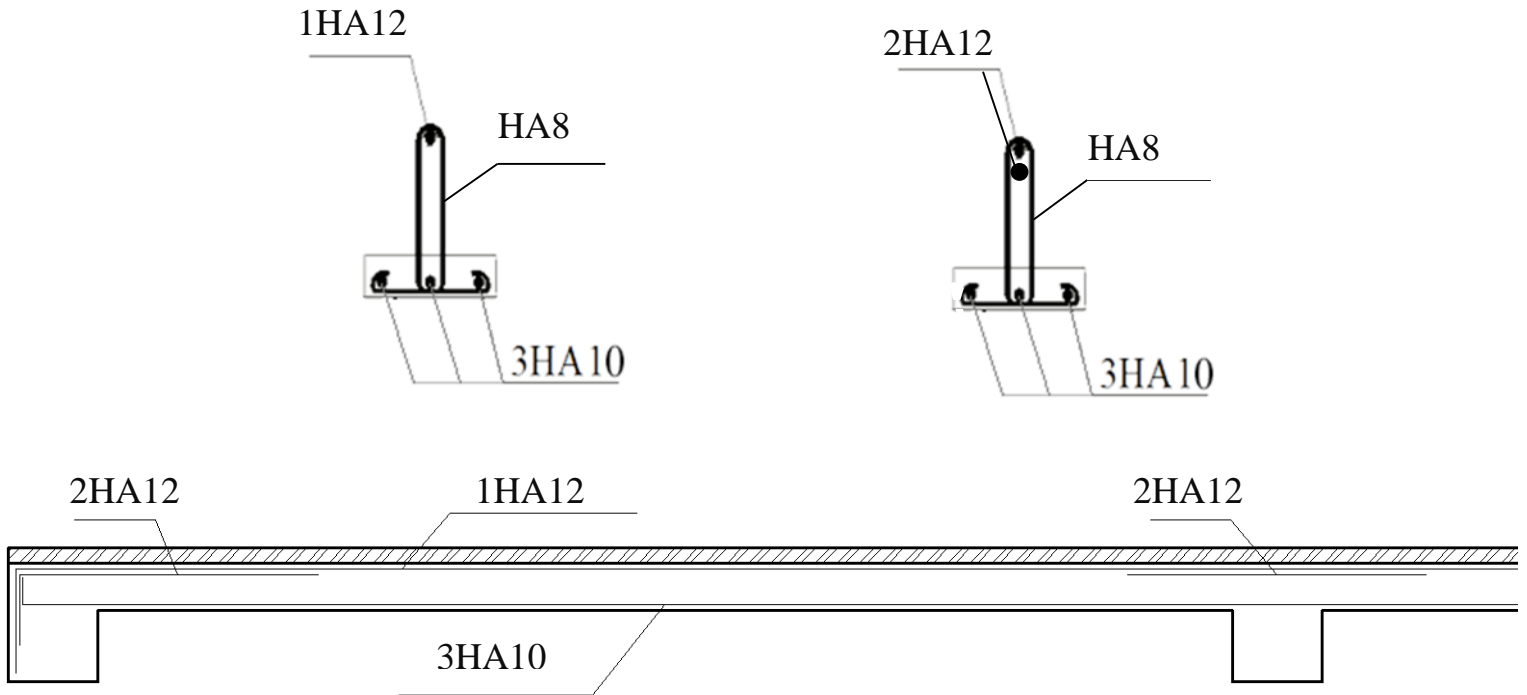
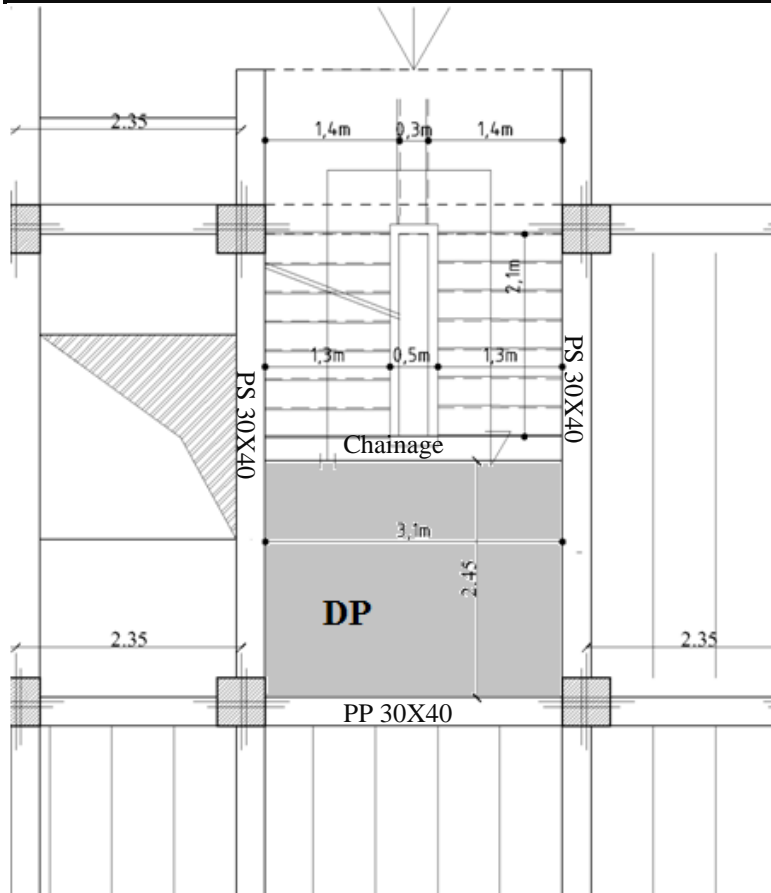


Figure III.2.13.: schéma de ferrailage des poutrelles.

Chapitre III : 2-Planchers

III.2.B.Calcul des planchers en dalle pleine

III.2.B.1. Calcul de la dalle appuyée sur 4 cotés :



a) Dimensionnement de la dalle

$h=15\text{cm}$ d'après chapitre 2

$L_x=2.45\text{m}$; $L_y=3.1\text{m}$

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.45}{3.1} = 0.79 \quad 0.4 < a < 1$$

La dalle travaille dans les 2 directions

b) Détermination des sollicitations

$G=6.59\text{KN/m}$ d'après Ch.2

$Q=1\text{KN/m}$ d'après DTR B.C. 2.2

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 1 = \dots\dots\dots 10.39\text{KN/m}$$

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6.59 + 1 = \dots\dots\dots 7.59\text{KN/m}$$

c) Calcul des moments à l'ELU:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du

coefficient de poisson ($\nu = 0$) :

Chapitre III : 2-Planchers

- $\mu_x = 0.0573$
- $\mu_y = 0.5786$

D'où :

$$M_x = 0.0573 \times 10.39 \times 2.45^2 = \mathbf{3.57KN.m}$$

$$M_y = 0.5786 \times 3.57 = \mathbf{2.06KN.m}$$

.Correction des moments:

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

- En travée :

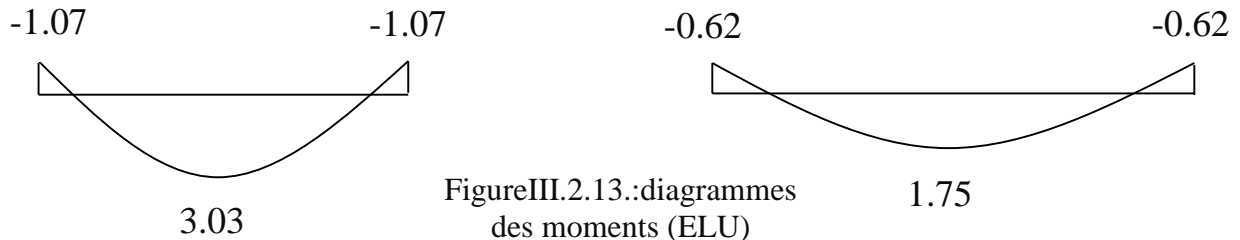
$$M_x^t = 0.85 \times M_x = \mathbf{3.03KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = \mathbf{1.75KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = \mathbf{-1.07KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = \mathbf{-0.62KN.m}$$



d) Ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Dans le sens de la petite portée x-x :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_t = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.03 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ Avec : un espacement $s_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

- Aux

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{1.07 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_a = 0.004 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.07 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ Avec : un espacement de $s_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

appuis :

b) Dans le sens de la grande portée y-y :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0073$$

$$\mu_t = 0.007 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée (SSA)}$$

Chapitre III : 2-Planchers

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.75 \times 10^3}{0.9965 \times 13 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$\mu_a = 0.003 < \mu_l = 0.392$ Section simplement armée (SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.62 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.137 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.5. vérification à l'ELU:

c) Condition de non fragilité : Art B 7.4 CBA93

Art A.4.2.1 BAEL91

- Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$\rho_0 = 0.08\%$ Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6 \text{ mm}$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3 - 0.79}{2} \right) = 1.326 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.326 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

- Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

e) Espacement des barres A.8.2,42BAEL91/99:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) : $S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$ condition vérifiée

- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) : $S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

. Vérification à l'ELS

Evaluation des moments :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

$$\mu_x = 0.0639$$

$$\mu_y = 0.6978$$

$$q_s = 7.59 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_x = 0.0639 \times 7.59 \times 2.45^2 = 2.911 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6978 \times 2.911 = 2.031 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : 2-Planchers

- **Correction des moments:**

- **En travée :**

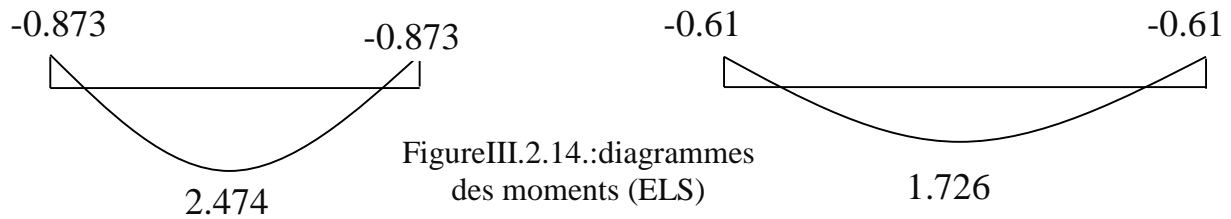
$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 2.474 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 1.726 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.873 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.61 \text{ KN.m}$$



a. Vérification des contraintes dans le béton [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

- **Sens x-x :**

En travée $M_t = 2.474 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.474 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 101.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{101.26}{62.52} = 1.619 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis $M_a = 0.873 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{0.873 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 35.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{35.73}{62.52} = 0.57 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

En travée $M_t = 1.726 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935$$

Chapitre III : 2-Planchers

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A t} = \frac{1.726 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 70.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{70.64}{62.52} = 1.13 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis $Ma = 0.61 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A a} = \frac{0.61 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 24.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{24.96}{62.52} = 0.4 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Etat limite de déformation [Art B.7.5, /BAEL 91/99] :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$a) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 \times M_{0s}} \rightarrow \frac{15}{245} > \frac{2.474}{20 \times 2.911} \rightarrow 0.061 > 0.0425 \text{ C.V}$$

$$b) \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} < \frac{2}{400} \rightarrow 0.0015 < 0.005 \text{ C.V}$$

le calcul de la flèche est donc dispensable

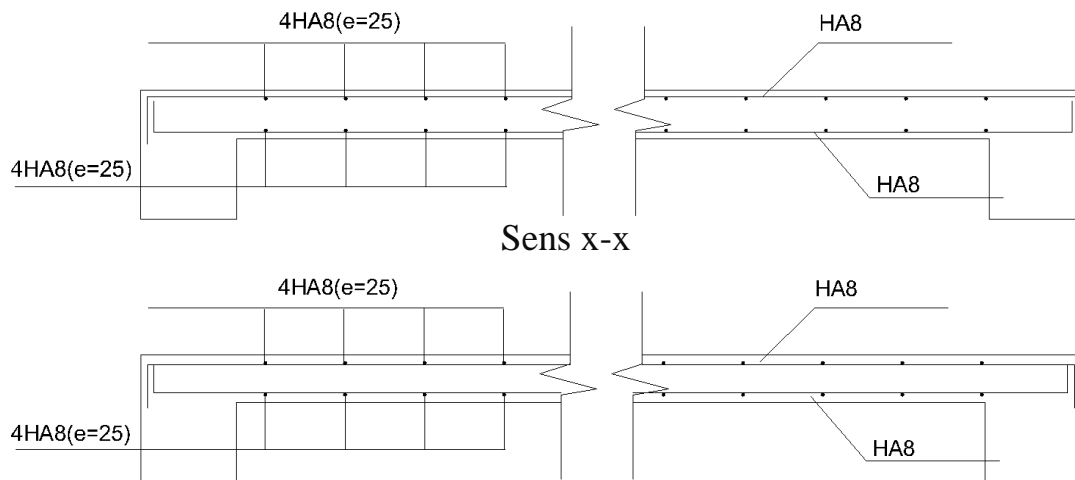
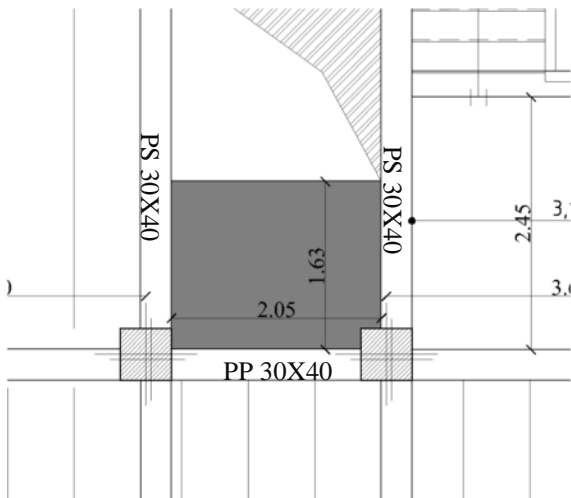


Figure III.2.15: ferrailage dalles sur 4 appuis

Chapitre III : 2-Planchers

III.2.B.2. Calcul de la dalle appuyée sur 3 cotés :



a) Dimensionnement de la dalle

$h=15\text{cm}$ d'après chapitre 2

$L_x=1.63\text{m}$; $L_y=2.05\text{m}$

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.63}{2.35} = 0.79 \quad 0.4 < a < 1$$

La dalle travaille dans les 2 directions

b) Détermination des sollicitations

$G=6.59\text{KN/m}$ d'après Ch.2

$Q=1\text{KN/m}$ d'après DTR B.C. 2.2

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 1 = \dots\dots\dots 10.39\text{KN/m}$$

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6.59 + 1 = \dots\dots\dots 7.59\text{KN/m}$$

c) Calcul des moments à l'ELU:

d'après les tables de Bares

$$M_x = q_u \times l_x^2 \times \alpha_1 = 10.39 \times 1.63^2 \times 0.0361 = 0.996\text{KN.m}$$

$$M_y = q_u \times l_y^2 \times \alpha_2 = 10.39 \times 2.05^2 \times 0.0581 = 2.53\text{KN.m}$$

$$M_{ya} = q_u \times l_y^2 \times \alpha_3 = 10.39 \times 2.05^2 \times 0.0875 = 3.82\text{KN.m}$$

Après correction:

$$M_{xt} = 0.996 \times 0.85 = 0.846\text{kN.m}$$

$$M_{xa} = 0.996 \times 0.3 = 0.298\text{ kN.m}$$

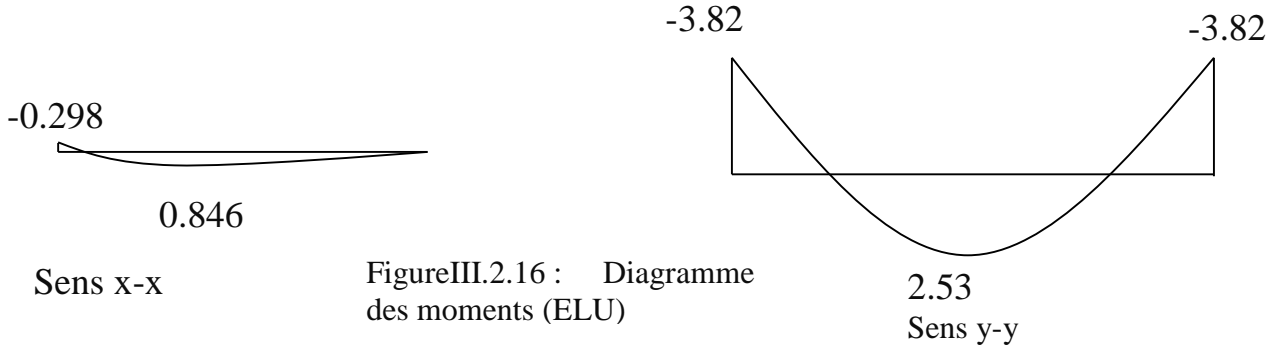


Figure III.2.16 : Diagramme des moments (ELU)

Chapitre III : 2-Planchers

d) ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

Dans le sens de la petite portée x-x :

- **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0.846 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.003$$

$\mu_t = 0.003 < \mu_l = 0.392$ — Section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.846 \times 10^3}{0.9985 \times 13 \times 348} = 0.187 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0.298 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.001$$

$\mu_a = 0.001 < \mu_l = 0.392$ Section simplement armée (SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.298 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.06 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

Dans le sens de la grande portée y-y :

- **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_t = 0.01 < \mu_l = 0.392$ — Section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.53 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_a = 0.016 < \mu_l = 0.392$ — Section simplement armée (SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.82 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.5. vérification à l'ELU:

d) Condition de non fragilité : (Art B 7.4 CBA93/ Art A.4.2.1 BAEL91)

- **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$\rho_0 = 0.08\%$ Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6 \text{ mm}$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3 - 0.79}{2} \right) = 1.326 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.326 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

- **Sens y-y :**

Chapitre III : 2-Planchers

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée

e) **Espacement des barres** A.8.2,42BAEL91/99:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) : $S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\} \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) : $S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

. Vérification à l'ELS

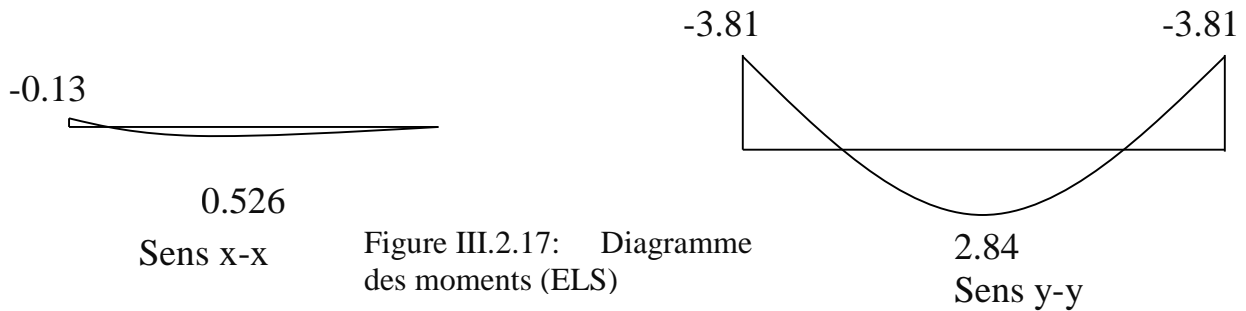
Evaluation des moments :

$$M_x = q_u \times l_x^2 \times \alpha_1 = 7.59 \times 1.63^2 \times 0.0261 = 0.526 \text{ KN.m}$$

$$M_y = q_u \times l_y^2 \times \alpha_2 = 7.59 \times 2.05^2 \times 0.0892 = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = M_x \times 0.25 = 0.526 \times 0.25 = 0.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = q_u \times l_y^2 \times \alpha_3 = 7.59 \times 2.05^2 \times 0.1196 = 3.81 \text{ KN.m}$$



b. Vérification des contraintes dans le béton [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

▪ **Sens x-x :**

En travée $M_{ty} = 2.84 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.84 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 116.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{116.24}{62.52} = 1.86 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis $M_a = 3.81 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.81 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 155.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{155.94}{62.52} = 2.49 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont aussi vérifiées dans le sens X-X le ferrailage étant le même et le moment inférieur

Chapitre III : 2-Planchers

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 1 = \dots \dots \dots \mathbf{10.39 \text{ KN/m}}$$

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6.59 + 1 = \dots \dots \dots \mathbf{7.59 \text{ KN/m}}$$

c) Calcul des moments à l'ELU:

d'après les tables de Barres

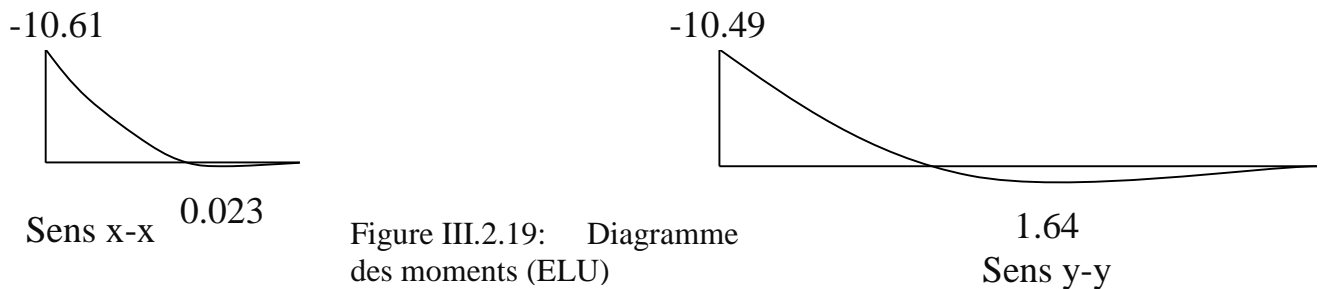
$$M_x = q_u \times l_x^2 \times \alpha_1 = 10.39 \times 1.5^2 \times 0.001 = 0.023 \text{ KN.m}$$

$$M_y = q_u \times l_y^2 \times \alpha_2 = 10.39 \times 4.45^2 \times 0.008 = 1.64 \text{ KN.m}$$

En Appui

$$M_{xa} = q_u \times l_x^2 \times \alpha_1 = 10.39 \times 1.5^2 \times 0.454 = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = q_u \times l_y^2 \times \alpha_2 = 10.39 \times 4.45^2 \times 0.051 = 10.49 \text{ KN.m}$$



d) Ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

Dans le sens de la petite portée x-x :

- **En travée :**

Le moment est extrêmement faible nous considérerons une armature minimale

$A_{st} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{10.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu_a = 0.044 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.61 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = \frac{4\text{HA}10}{\text{ml}} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

Dans le sens de la grande portée y-y :

- **En travée :**

Le moment est extrêmement faible nous considérerons une armature minimale

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{10.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu_a = 0.044 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Chapitre III : 2-Planchers

$$A_{ap} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.49 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = \frac{4HA10}{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.5. vérification à l'ELU:

e) Condition de non fragilité : Art B 7.4 CBA93

Art A.4.2.1 BAEL91

- Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$\rho_0 = 0.08\%$ Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6 \text{ mm}$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3 - 0.33}{2} \right) = 1.602 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.602 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

- Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

e) Espacement des barres A.8.2,42BAEL91/99:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) : $S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$ condition vérifiée
- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) : $S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\}$ condition vérifiée

. Vérification à l'ELS

Evaluation des moments :

$$M_x = q_u \times lx^2 \times \alpha_1 = 7.59 \times 1.5^2 \times -0.1616 = -2.76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = q_u \times ly^2 \times \alpha_2 = 7.59 \times 4.45^2 \times -0.0018 = -0.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = q_u \times lx^2 \times \alpha_3 = 7.59 \times 1.5^2 \times -0.4815 = -8.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = q_u \times ly^2 \times \alpha_4 = 7.59 \times 4.45^2 \times -0.0086 = -1.29 \text{ KN.m}$$

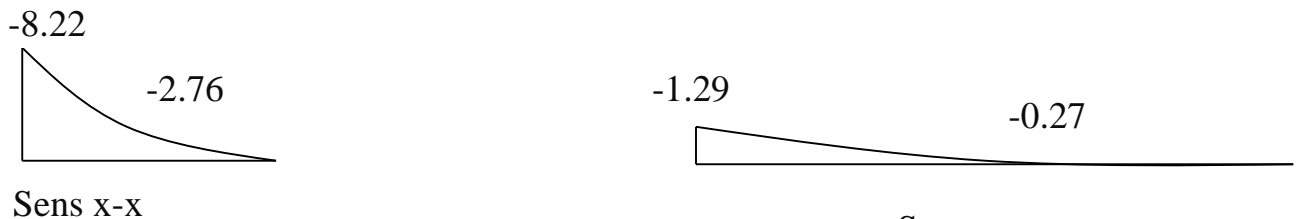


Figure III.2.20 : Diagramme des moments (ELS)

Chapitre III : 2-Planchers

c. Vérification des contraintes dans le béton [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

▪ Sens x-x :

En travée $M_{tx} = 2.76 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.76 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 112.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{112.97}{62.52} = 1.8 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis $M_a = 8.22 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow k_1 = 48.75 \text{ et } \beta = 0.9215.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{8.22 \times 10^6}{0.9215 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 218.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{218.52}{48.75} = 4.48 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont aussi vérifiées dans le sens Y-Y le ferrailage étant le même et le moment inférieur

▪ Etat limite de déformation [Art B.7.5, /BAEL 91/99] :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$c) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 \times M_{0s}} \rightarrow \frac{15}{150} > \frac{2.76}{20 \times 2.13} \rightarrow 0.092 > 0.064 \text{ C.V}$$

$$d) \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} < \frac{2}{400} \rightarrow 0.0015 < 0.005 \text{ C.V}$$

le calcul de la flèche est donc dispensable

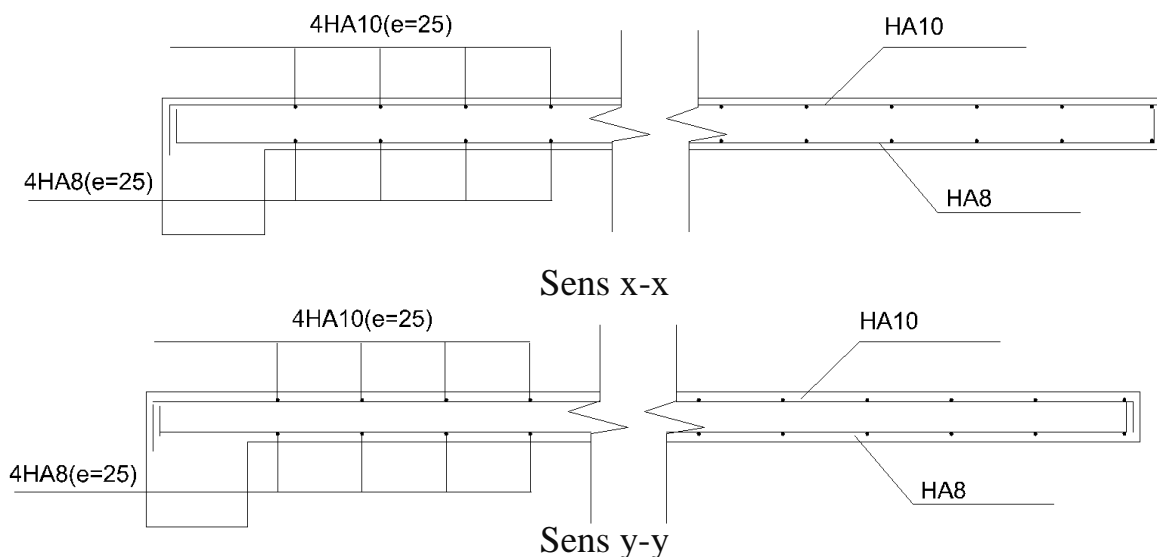


Figure III.2.21 : Ferrailage dalles sur 2 appuis adjacents

III.3 Escalier

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers dont la principale fonction est desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité :

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à 3 volées

III.3.1. Dimensionnement

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les développements (calculs) ultérieurs.

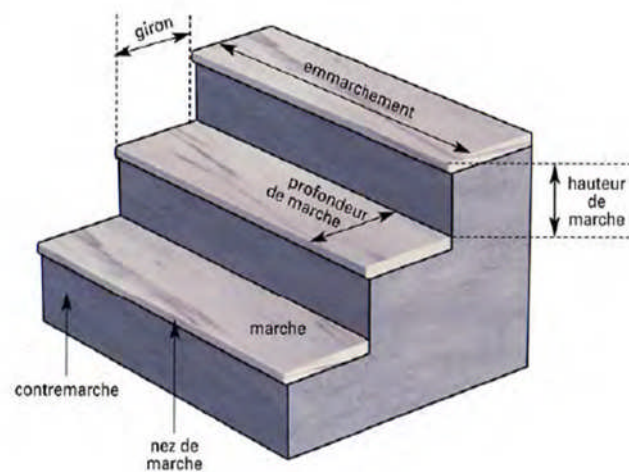


Figure III.3.1

- Emmarchement : Largeur utile de l'escalier, qui correspond à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).
- Hauteur de marche : Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives, cette hauteur varie généralement entre 14 et 20 cm. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur d'une marche sera désignée par **h** et leur nombre **m**.
- Giron : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives, il varie entre 22 et 33 cm, il est noté : **g**.

Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.

- Profondeur de marche : Distance horizontale entre nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche).
- Marche : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

Chapitre 3 :3-Escaliers

- Contremarche : Face verticale située entre deux marches consécutives, le nombre de contremarches sera désigné **n**.
- Nez de marche : Bord extérieur de la marche.

III.3.1.1. Dimensionnement des marches et contremarches :

Formule de Blondel : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Les escaliers des différents étages se composent de deux volées identiques et d'une volée intermédiaire

Avec :

$$n = \frac{H}{h}$$

$$m = n - 1$$

$$L_1 = g \times m$$

Tableau III.3.1

	H'	volée	H	h	g	n	m	g + 2h
Etage courant	3.06	1	1.36	0.17	0.30	8	7	0.64
		2	1.36	0.17	0.30	8	7	0.64
		3	0.34	0.17	0.30	2	1	0.64

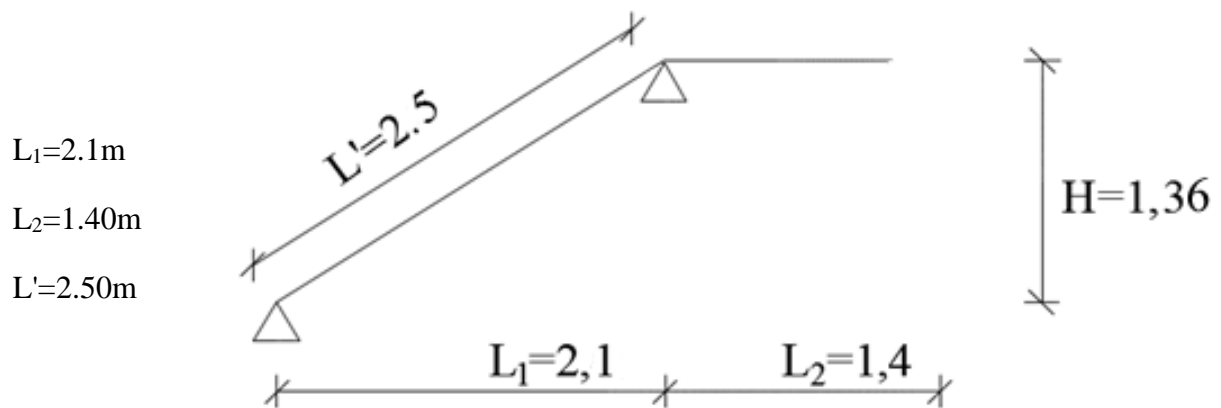


Figure III.3.2 schéma de l'escalier

$$L_0 = L_1 + L_2 = 3,9 \text{ m}$$

La paillasse est considéré comme étant une dalle sur appui simple portant dans une direction ; son épaisseur sera déterminée comme suit :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{25} \quad 0.13 \leq e \leq 0.156$$

Chapitre 3 :3-Escaliers

On considérera une épaisseur de **15cm**

III-4-2) Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.3) Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR B.C 2.2):

Tableau III.3.2 : charges permanentes sur la paillasse

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	0.17	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	0.15	$\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.85^\circ} = 4.463$
Revêtement en carrelage	0.02	$0.02 \times 20 = 0.4$
Mortier de pose	0.02	$0.02 \times 20 = 0.4$
Couche de sable	0.02	$0.02 \times 18 = 0.36$
Garde-corps	0.15	$0.15 \times 2.2 = 0.33$
		8.078KN/m²

Tableau III.3.3 : charges permanentes sur le palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m ²
Poids propre du palier	0.15	$25 \times 1 \times 0.15 = 3.75$
Enduit ciment	0.02	$0.02 \times 18 = 0.36$
Revêtement en carrelage	0.02	$0.02 \times 20 = 0.4$
Mortier de pose	0.02	$0.02 \times 20 = 0.4$
Couche de sable	0.02	$0.02 \times 18 = 0.36$
		5.27KN/m²

➤ la charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

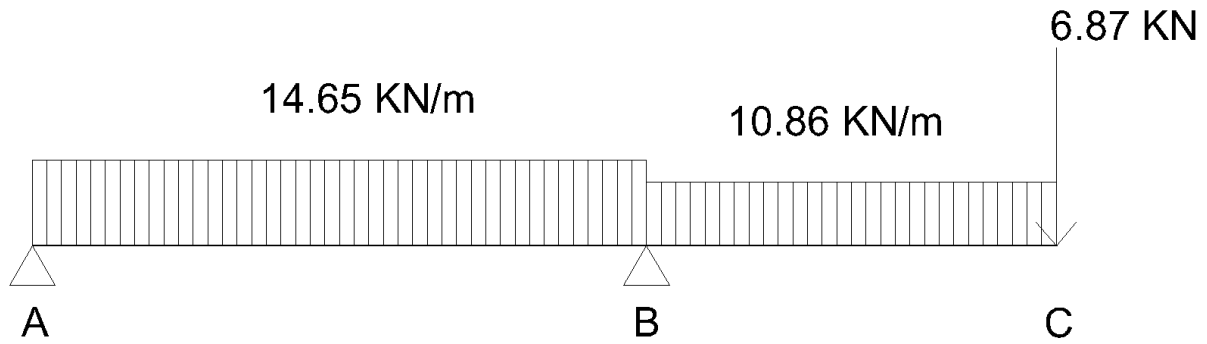
$$P = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.87 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitation Q = 2,5 KN/m²

A l'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$

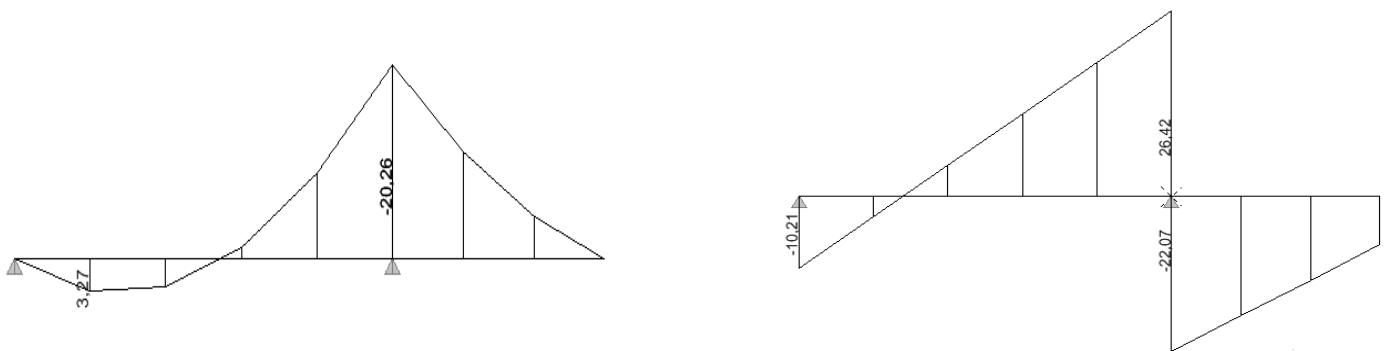
Volée : $q_u = (1,35 \times 8.078 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14.65 \text{ KN/m}$

Palier : $q_u = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10.86 \text{ KN/m}$

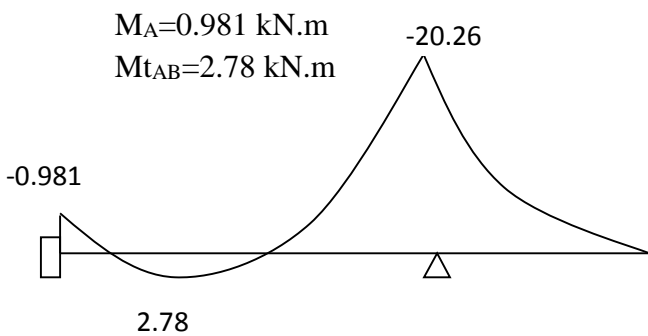


III-4-4) Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera grâce au logiciel ETABS



Après correction on obtient :



III.4.5 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm.}$$

$$h = d + c = 15 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

a). En travée :

Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.011 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.78 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA 8 (A_t = 2.51 cm²) Avec un espacement St= 20 cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 (A_r = 2.51 cm²) Avec un espacement S_t = 20 cm

b) Aux appuis :

Armatures principales : M_u^a = 20.26 kN.m

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.26 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.084 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.26 \times 10^3}{0.956 \times 13 \times 348} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA 12 (A_t = 5.65 cm²) avec un espacement de 20 cm.**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA8 (A_r = 2.51 \text{ cm}^2)$$

Avec un espacement de 20 cm.

III.4.6 Les vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la non fragilité du béton:.....[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad B : \text{ la section de béton}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 13}{1000} = 1.3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Chapitre 3 :3-Escaliers

- a) En travée : $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$
b) Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres :

Armatures principales :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Entravées } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{aligned} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}. \\ \text{Aux appuis } S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Entravées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{aligned} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement : (Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 22.07 \text{ kN}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{22.07 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,169 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99) :

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec : } a \leq 0.9 d$$

$$T_{\max} = 22.07 \text{ kN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \times (T_{\max})}{f_e}$$

$$A_u = \frac{1.15 \times (22.07 \times 10^3)}{400} = 0.63 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre 3 :3-Escaliers

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : (A.6.1,2 BAEL 91modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 12 = 188,49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d\sum U_i} = \frac{22,07 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,49} = 1,001 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,001 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition est vérifiée.

En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d\sum U_i} = \frac{22,07 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,5 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

Forfaitairement les règles du BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 Ls pour les aciers HA.

à 0,4Ls

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec } : \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm.}$$

$$0,4L_s = 16,93 \text{ cm}$$

En travée :

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm.}$$

$$0,4L_s = 11,28 \text{ cm}$$

Chapitre 3 :3-Escaliers

III.4.7 Calcul à l'ELS :

Combinaison d'action :

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m$

Volée : $q_s = (8.078 + 2,5) \times 1 = 10.578 \text{ KN/m}$

Palier : $q_s = (5,27 + 2,5) \times 1 = 7.77 \text{ KN/m}$

mur extérieure : $q_{\text{mur}} = 6.87 \text{ KN.m}$

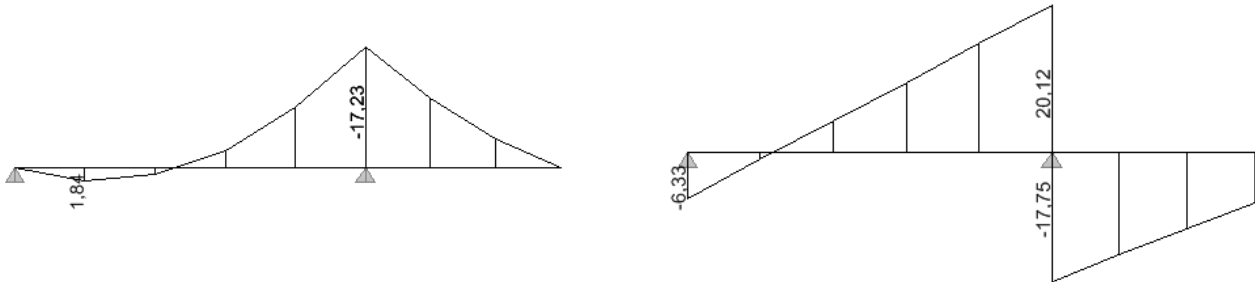


Figure III.3.5 Diagramme des efforts tranchants

Après correction :

$\text{Max} = 0.3 \times 1.84 = 0.55 \text{ kN.m}$

$\text{Mtx} = 0.85 \times 1.84 = 1.564 \text{ kN.m}$

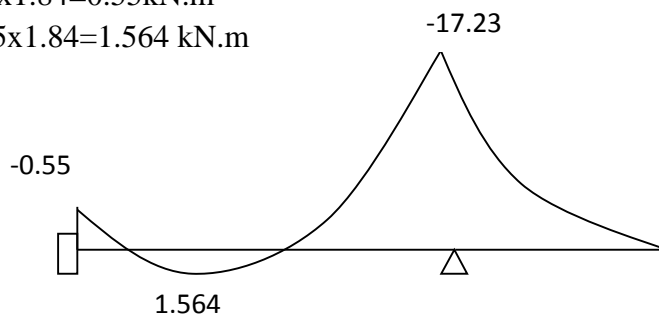


Figure III.3.6 Diagrammes des moments après correction

III.4.8 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Chapitre 3 :3-Escaliers

$$\text{En travée : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 62.64 \\ \beta_1 = 0.936 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{0.55 \times 10^3}{2.01 \times 0.936 \times 13} = 79.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 79.44 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{79.44}{62.64} = 1.27 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, il suffit de vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Dans les aciers : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34.65 \\ \beta_1 = 0.8993 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{17.23 \times 10^3}{0.8993 \times 13 \times 5.65} = 260.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 260.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{260.85}{34.65} = 7.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 15 \text{ cm hauteur totale,}$$

L = 2.4 m portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ A : section des armatures,}$$

b : longueur da la section ; h : hauteur utile de la section droite.

Chapitre 3 :3-Escaliers

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{2.4} = 0.0625 = \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{1.943}{22.85} = 0.085 > \frac{h}{l} \dots \dots \dots \text{condition non vérifié.}$$

On doit calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec : $q_s = 10.578 \text{ kN/ml}$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}; \quad S_{XX} : \text{Moment statique}$$

$$S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 13^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 13 = 8841.94 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 13) + 15 \times 2.01 = 1330.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{8841.94}{1330.15} = 6.647 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 6.647 = 8.353 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (6.647^3 + 8.353^3) + 15 \times 2.01 \times (8,353 - 2)^2 = 30433.285 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10.578 \times 2.40^4}{10818,86 \times 10^3 \times 30433.285 \times 10^{-8}} = 0.106 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$f = 0.106 < \bar{f} = 0.48 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Chapitre 3 :3-Escaliers

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- En travée :

Armatures principale : 5HA8 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA8 espacement = 20 cm

- Aux appuis :

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA8 espacement = 20 cm

La poutre palière sera calculée après modélisation sur ETABS

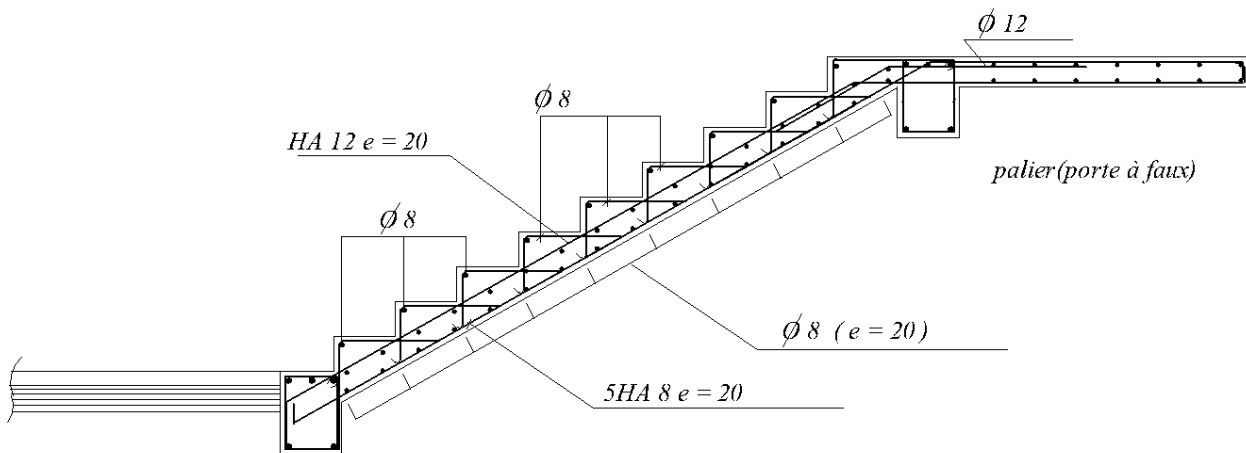


Figure III.3.6 : Schéma de ferrailage

III.4. SALLE MACHINE :

INTRODUCTION :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux à l'aide d'un système de levage situé dans la salle machine

L'ascenseur est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine.
- Le contre poids.

➤ Caractéristiques techniques de l'ascenseur :

Ascenseur conforme à la norme **EN 81-70**

- Charge admissible : 630 Kg.
- Vitesse : 1m/s.
- Dimensions de la cabine : largeur 1200 mm × longueur 1300mm.
- Largeur de passage libre des portes : 800mm.
- Poids de la cabine : 670 Kg.
- Poids du contrepoids : 985 Kg, $(670+630/2)$.
- Poids du treuil + moteur : 540 Kg.
- Poids du câble : 1.35 Kg/m.
- Capacité du tambour : 30m.

III.4.1 Dimensionnement de la dalle

h=15cm d'après chapitre 2

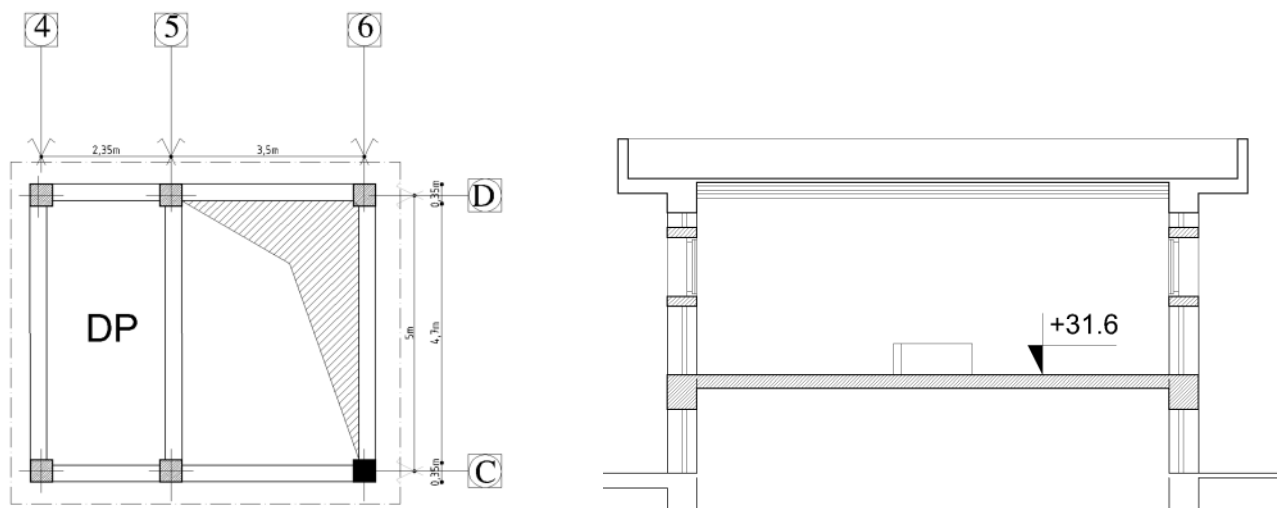


Figure III.4.1 : Dalle salle machine

On a $L_x=2.35m$ et $L_y=5m$

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.35}{5} = 0.47 \qquad 0.4 < a < 1$$

La dalle travaille dans les 2 directions

III.4.2. Détermination des sollicitations

à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.15 \times 1 \times 25) + 1.5 \times 1 = \dots \dots \dots \mathbf{6.56 \text{ KN/m}}$$

$$p_u = 1.35 \times 28.65 = \dots \dots \dots \mathbf{38.67 \text{ KN/ml}}$$

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (0.15 \times 25 \times 1) + 1 = \dots \dots \dots \mathbf{4.75 \text{ KN/m}}$$

$$p_s = \dots \dots \dots \mathbf{28.65 \text{ KN/m}}$$

III.4.3 Calcul des efforts

a) Calcul des moments au centre du panneau :

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

Les côtés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly tel que :

$$\begin{aligned} U &= U_0 + 2\xi e_0 + ht \\ V &= V_0 + 2\xi e_0 + ht \end{aligned} \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} U &= 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V &= 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{aligned}$$

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.

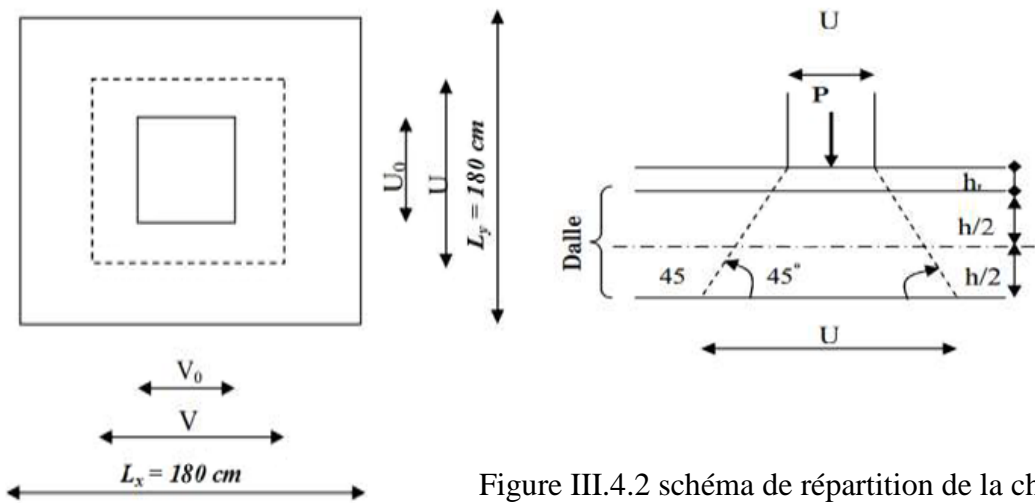


Figure III.4.2 schéma de répartition de la charge

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule : $M_{x1} = p_u (M_1 + vM_2)$

$$M_{y1} = p_u (vM_1 + M_2)$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et $\frac{l_x}{l_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

v : coefficient de poisson. à l'ELU, **v = 0**

Chapitre III : 4-Salle machine

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{U}{l_x} = 0.53 \\ - \frac{V}{l_y} = 0.25 \\ - \rho_x = 0.47 \end{array} \right.$$

Des tableaux on aura après interpolation :

$$M_1 = 0.14$$

$$M_2 = 0.0625$$

$$M_{x1} = 1.35 P \times M_1 = 1.35 \times 28.65 \times 0.14 = \mathbf{5.41 \text{ kN.m}}$$

$$M_{y1} = 1.35 P \times M_2 = 1.35 \times 28.65 \times 0.0625 = \mathbf{2.41 \text{ kN.m}}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson $\nu (\nu = 0)$:

- $\mu_x = 0.1008$
- $\mu_y = 0.25$

D'où :

$$M_{x2} = 0.1008 \times 6.56 \times 2.35^2 = \mathbf{3.65 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0.25 \times 3.65 = \mathbf{0.913 \text{ KN.m}}$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.41 + 3.65 = \mathbf{9.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.41 + 0.913 = \mathbf{3.32 \text{ KN.m}}$$

e) Correction des moments :

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = \mathbf{7.701 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = \mathbf{2.822 \text{ KN.m}}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = \mathbf{-2.718 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = \mathbf{-0.996 \text{ KN.m}}$$

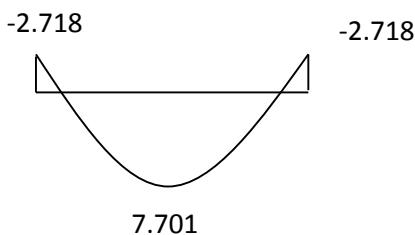


Figure III.4.3 Moments à l'ELU dans le sens x-x

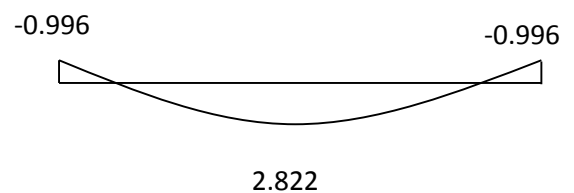


Figure III.4.4 Moments à l'ELU dans le sens y-y

Chapitre III : 4-Salle machine

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Dans le sens de la petite portée x-x :

• En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.701 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_t = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.701 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25 \text{ cm}$.

• Aux

appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.718 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_a = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.718 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.604 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25 \text{ cm}$.

b) Dans le sens de la grande portée y-y :

• En travée :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.822 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_t = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.822 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0.996 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_a = 0.003 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{ap} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.996 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25 \text{ cm}$.

III.4.5. Vérification à l'ELU :

c) Condition de non fragilité : Art B 7.4 CBA93

Art A.4.2.1 BAEL91

• Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$\rho_0 = 0.08\%$ \longrightarrow Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6 \text{ mm}$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3 - 0.47}{2} \right) = 1.518 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\text{min}} = 1.518 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.01 < A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$.Condition vérifiée

Chapitre III : 4-Salle machine

- **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{cm}^2 < A_{\text{ap}} = 2.01 < A_{\text{st}} = 3.14 \text{cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

- d) **Condition de non poinçonnement** A.5.2,4BAEL91/99 :

$$P_u \leq 0.045 U_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à L'ELU

h_t : Épaisseur totale de la dalle

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.25 + 1.25) = 5 \text{m}$$

A.N:

$$P_u = 1.35 \times 28.65 = 38.67 \text{KN} < 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{KN} \dots \text{CV}$$

- e) **Vérification des contraintes tangentielles** A.5.1.2.CBA93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\}$$

Sachant que : $V_u = T_{\max} = \frac{p}{2(U+V)} = \frac{28.65}{2 \times (1.25+1.25)} = 5.73 \text{KN}$

- Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{5.73 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.044 \text{MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.2/1.5) \times 25 = 3.333 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.035 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- f) **Espacement des barres** A.8.2,42BAEL91/99 :

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) : $S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{cm} \leq \min\{30 \text{cm}; 25 \text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) : $S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{cm} \leq \min\{45 \text{cm}; 33 \text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.6 vérification à l'ELS :

a. Evaluation des moments :

b. Moments engendrés par le système de levage

$$M_{x2} = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_{y2} = P(vM_1 + M_2)$$

Avec :

$$M_1 = 0.14 ; M_2 = 0.0625$$

$$v = 0.2 \text{ (ELS)} ; p = 28.65\text{KN}$$

D'où :

$$M_{x1} = 28.65(0.14 + 0.2 \times 0.0625) = \mathbf{4.37\text{KN.m}}$$

$$M_{y1} = 28.65(0.2 \times 0.14 + 0.0625) = \mathbf{2.593\text{KN.m}}$$

• Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$M_{x1} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y1} = \mu_y \times M_{x1}$$

Avec :

$$\mu_x = 0.1038 \quad \mu_y = 0.3402$$

$$q_s = 4.75\text{KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = 0.1038 \times 4.75 \times 2.35^2 = \mathbf{2.723\text{KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0.3402 \times 0.641 = \mathbf{0.926\text{KN.m}}$$

• Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.37 + 2.723 = \mathbf{7.093\text{KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.593 + 0.926 = \mathbf{3.519\text{KN.m}}$$

• Correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = \mathbf{6.03\text{KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = \mathbf{2.991\text{KN.m}}$$

Chapitre III : 4-Salle machine

- **Sur appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -2.128 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -1.055 \text{ KN.m}$$

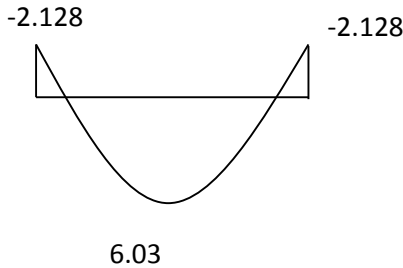


Figure III.4.5 Moments à l'ELS dans le sens x-x

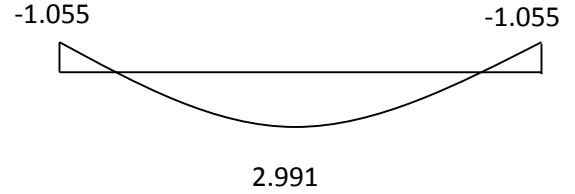


Figure III.4.6 Moments à l'ELS dans le sens y-y

c. Vérification des contraintes dans le béton [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

▪ **Sens x-x :**

1. **En travée** $M_t = 6.03 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad k_1 = 39.65 \text{ et } \beta = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.03 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 113.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{113.02}{39.65} = 2.85 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. **Aux appuis** $M_a = 2.128 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.128 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 87.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{87.1}{62.52} = 1.39 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens y-y :**

1. **En travée** $M_t = 2.991 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k_1 = 48.7 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.991 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 79.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{79.57}{48.7} = 1.63 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis $M_a = 1.055 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.055 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 43.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{43.18}{62.52} = 0.69 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :(artB.7.5 BAEL91/99)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- a) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 \times M_{0s}} \rightarrow \frac{15}{235} > \frac{6.03}{20 \times 7.093} \rightarrow 0.063 > 0.0425 \text{ C.V}$
- b) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} < \frac{2}{400} \rightarrow 0.0034 < 0.005 \text{ C.V}$

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :
 Dans le deux sens (x-x) *Entravée:* 4 HA 12 (4.52 cm²)
Aux appuis: 4 HA 8 (2.01 cm²)

Dans le deux sens (y-y) *Entravée:* 4 HA 10 (3.14 cm²)
Aux appuis: 4 HA 8 (2.01 cm²)

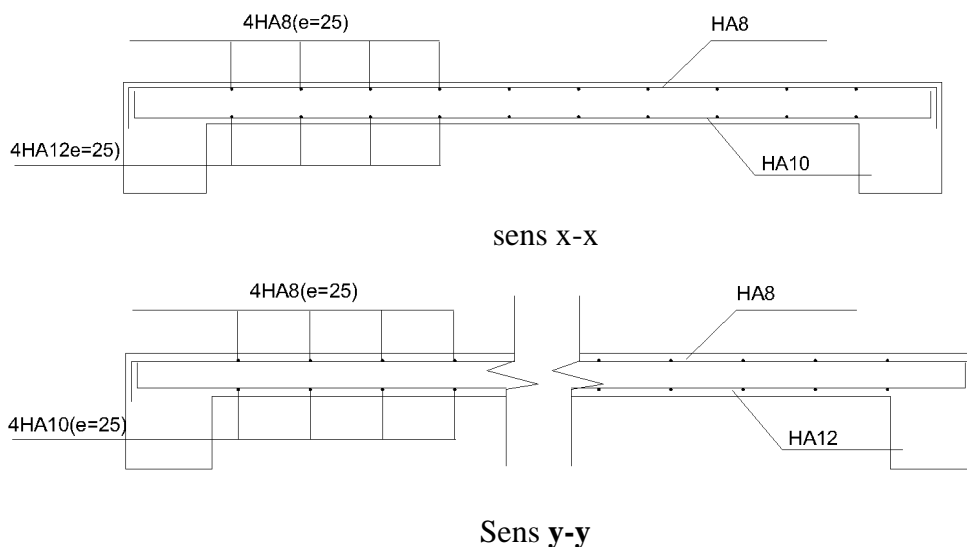


Figure III.4.7 Schéma de ferrailage de la dalle

A decorative scroll frame with a black outline, featuring a vertical scroll on the left side and a horizontal scroll on the top right. The text is centered within the frame.

Chapitre IV
Etude du
contreventement

ChapIV : Contreventement

INTRODUCTION :

En génie civil, **un contreventement** est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme,...etc.). Il sert également à stabiliser certaines parties de l'ouvrage (poutre, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{)} : \text{Rigidité linéaire des poutres} \quad K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{)} : \text{Rigidité linéaire des poteaux} \quad K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$h_c = \min (h + 1/2e \text{ poteau}, h_0)$

$l_c = \min (l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$

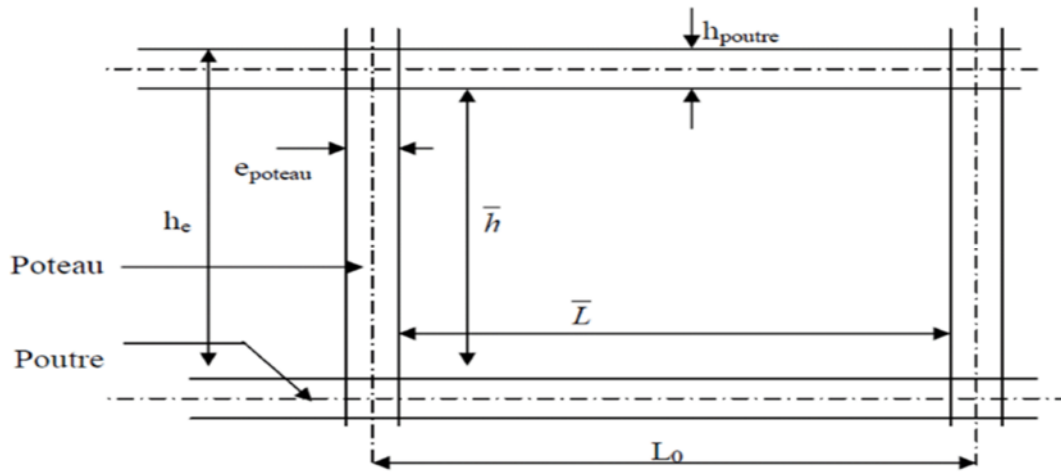
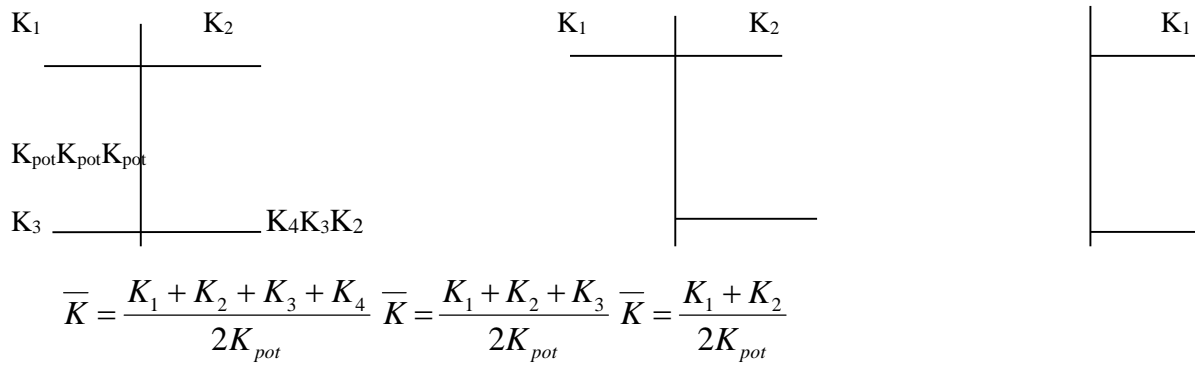


Figure IV.1: Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques :

❖ Niveau courant :



❖ Niveau RDC:

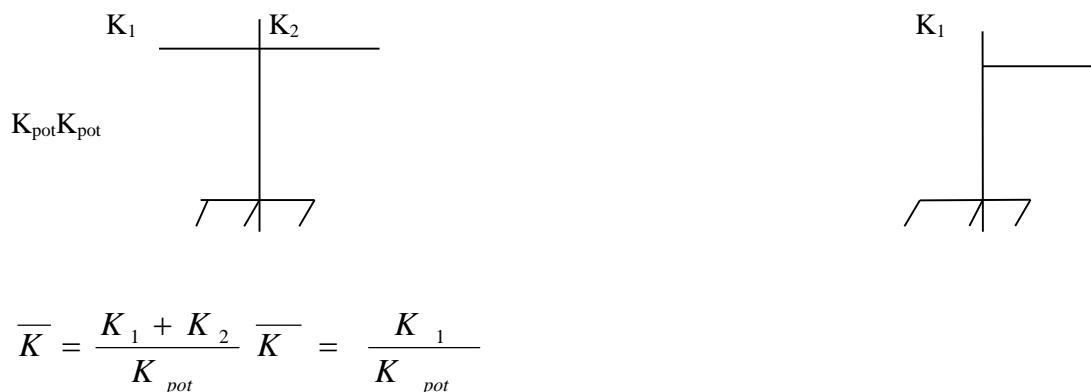


Figure IV-2 : coefficients relatifs aux portiques.

IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ **coefficient des rigidités des poteaux (aij) :**

- **1^{er} Cas : d'étage courant :**

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- **2^{ème}: Premier niveau :**

Poteau encasté à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

IV.2.5. Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal

niveau	Poteau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	ht (cm)	Hp(cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)	ΣKpot
ET9,ET8	1	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	1636,32
	2	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	3'	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	3	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	4	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	4'	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	5	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	

Chapitre IV : Contreventement

	6	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	7	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	7'	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	8	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	8'	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	9	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	10	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
ET7,ET6	1	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	6175,4
	2	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	3'	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	3	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	4'	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	5	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	6	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	7	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	7'	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	8	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	8'	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
9	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1		
10	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1		
ET5,ET4 Et ET3	1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	10442,88
	2	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	3'	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	3	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	4	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	4'	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	5	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	6	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	7	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	7'	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	8	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	8'	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
9	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92		
10	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92		
ET2,ET1 Et RDC	1	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	16582,44
	2	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	3'	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	3	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	4	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	4'	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	5	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
6	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46		

Chapitre IV : Contreventement

	7	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	7'	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	8	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	8'	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	9	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	10	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
S_sol	1	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	18553,78
	2	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	3'	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	3	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	4	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	4'	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	5	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	6	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	7	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	7'	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	8	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	8'	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	9	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
10	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27		

Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens transversale

niveau	Poteau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	ht (cm)	Hp(cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)	ΣKpot
ET9,ET8	A	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	584,4
	B	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	C	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	D	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
	E	25	25	32552.08	306	40	266	25	278.5	116.88	
ET7,ET6	A	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	2205,5
	B	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	C	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	D	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
	E	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.1	
ET5,ET4 Et ET3	A	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	3729,6
	B	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	C	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	D	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
	E	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92	
ET2,ET1 Et RDC	A	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	5922,3
	B	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	C	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	

Chapitre IV : Contreventement

	D	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
	E	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.46	
S_sol	A	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	7951,62
	B	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	C	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	D	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	E	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	
	F	50	50	520833.33	408	40	368	50	393	1325.27	

Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :

Niveaux	Travées	L(cm)	L ₀ (cm)	h pout(cm)	Lc(cm)	I pout(cm ⁴)	Kpout(cm ³)	ΣKpoutX2
S-sol (50x50)	1-2	250	300	40	270	160000	592.59	10205,13
	2-3	305	355	40	325	160000	492.31	
	3-4	395	445	40	415	160000	385.54	
	4-5	185	235	40	205	160000	780.49	
	5-6	310	360	40	330	160000	484.85	
	2-3'	120	170	40	140	160000	1142.86	
	2-4'	450	500	40	470	160000	340.43	
	3'-4'	280	330	40	300	160000	533.33	
4'-4	250	300	40	270	160000	592.59		
RDC, ET1 Et ET2 (45x45)	1-2	255	300	40	275	160000	581.82	7783,15
	2-3	310	355	40	330	160000	484.85	
	3-4	400	445	40	420	160000	380.95	
	4-5	190	235	40	210	160000	761.90	
	5-6	315	360	40	335	160000	477.61	
	2-4'	455	500	40	475	160000	336.84	
	3'-4'	285	330	40	305	160000	524.59	
	4'-4	255	300	40	275	160000	581.82	
ET3, ET4 Et ET5 (40x40)	1-2	260	300	40	280	160000	571.43	7651,77
	2-3	315	355	40	335	160000	477.61	
	3-4	405	445	40	425	160000	376.47	
	4-5	195	235	40	215	160000	744.19	
	5-6	320	360	40	340	160000	470.59	
	2-4'	460	500	40	480	160000	333.33	
	3'-4'	290	330	40	310	160000	516.13	
	4'-4	260	300	40	280	160000	571.43	
ET6 et ET7 (35x35)	1-2	265	300	40	285	160000	561.4	7524,95
	2-3	320	355	40	340	160000	470.59	
	3-4	410	445	40	430	160000	372.09	
	4-5	200	235	40	220	160000	727.27	
	5-6	325	360	40	345	160000	463.77	
	2-4'	465	500	40	485	160000	329.9	

Chapitre IV : Contreventement

	3'-4'	295	330	40	315	160000	507.94	
	4'-4'	265	300	40	285	160000	561.4	
ET8 et ET9 (25x25)	1-2	275	300	40	295	160000	542.37	7284,12
	2-3	330	355	40	350	160000	457.14	
	3-4	420	445	40	440	160000	363.64	
	4-5	210	235	40	230	160000	695.65	
	5-6	335	360	40	355	160000	450.7	
	2-4'	475	500	40	495	160000	323.23	
	3'-4'	305	330	40	325	160000	492.31	
	4'-4'	275	300	40	295	160000	542.37	

- **Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :**

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.(y-y)

Niveaux	Travées	L(cm)	L ₀ (cm)	h _{pout} (cm)	Lc(cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)	∑K _{pout}
S-sol (50x50)	A-B	410	460	40	430	160000	372.09	1970,2
	B-C	360	410	40	380	160000	421.05	
	C-D	440	490	40	460	160000	347.83	
	D-E	410	460	40	430	160000	372.09	
	E-F	330	380	40	350	160000	457.14	
RDC, ET1 Et ET2 (45x45)	A-B	415	460	40	435	160000	367.82	1495,31
	B-C	365	410	40	385	160000	415.58	
	C-D	445	490	40	465	160000	344.09	
	D-E	415	460	40	435	160000	367.82	
ET3, ET4 Et ET5 (40x40)	A-B	420	460	40	440	160000	363.64	1477,97
	B-C	370	410	40	390	160000	410.26	
	C-D	450	490	40	470	160000	340.43	
	D-E	450	460	40	440	160000	363.64	
ET6 et ET7 (35x35)	A-B	425	460	40	445	160000	359.55	1461
	B-C	375	410	40	395	160000	405.06	
	C-D	455	490	40	475	160000	336.84	
	D-E	425	460	40	445	160000	359.55	
ET8 et ET9 (25x25)	A-B	435	460	40	455	160000	351.65	1428,26
	B-C	385	410	40	405	160000	395.06	
	C-D	465	490	40	485	160000	329.9	
	D-E	435	460	40	455	160000	351.65	

Chapitre IV : Contreventement

Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens x-x

niveau	Portiques	Travées	Poteau	Hc	Ipot	Kpot	Kpout	K'	Aij	rjx	ΣRjx	Rjx *2		
S_SOL	A	3'-4'	3'	393	520833,33	1325,27	533,33	0,402431203	0,375632485	48891,21286	160910,5395	321821,0789		
		4'-4	4'	393	520833,33	1325,27	592,59	0,849577822	0,473606234	61643,18621				
			4	393	520833,33	1325,27		0,447146619	0,387041223	50376,14038				
B		2-3'	2	393	520833,33	1325,27	1142,86	0,862360123	0,475956925	61949,14517	323883,3955	647766,791		
		3'-4'	3'	393	520833,33	1325,27	533,33	1,264791326	0,540552565	70356,72254				
		4'-4	4'	393	520833,33	1325,27	592,59	0,849577822	0,473606234	61643,18621				
		4_5	4	393	520833,33	1325,27	780,49	1,036075668	0,505941167	65851,80542				
		5_6	5	393	520833,33	1325,27	484,85	0,954779026	0,492347825	64082,53616				
C ,D,		1_2	1	393	520833,33	1325,27	592,59	0,447146619	0,387041223	50376,14038	296220,7688	592441,5376		
		2-4'	2	393	520833,33	1325,27	340,43	0,704022577	0,445270904	57955,14341				
		4'_4	4'	393	520833,33	1325,27	592,59	0,704022577	0,445270904	57955,14341				
		4_5	4	393	520833,33	1325,27	780,49	1,036075668	0,505941167	65851,80542				
		5_6	5	393	520833,33	1325,27	484,85	0,954779026	0,492347825	64082,53616				
E,F		1_2	1	393	520833,33	1325,27	592,59	0,447146619	0,387041223	50376,14038	294538,9122	589077,8243		
		2_3	2	393	520833,33	1325,27	492,31	0,818625639	0,467825745	60890,81478				
		3_4	3	393	520833,33	1325,27	385,54	0,662393324	0,436597145	56826,19262				
		4_5	4	393	520833,33	1325,27	780,49	0,879843353	0,479138336	62363,22822				
		5_6	5	393	520833,33	1325,27	484,85	0,954779026	0,492347825	64082,53616				
RDC	A	3'-4'	3'	288,5	341718,75	1184,46	524,59	0,446583253	0,182533438	28925,01604	111153,5497	222307,0993		
		4'-4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,942340814	0,32026909	50751,18642				
			4	288,5	341718,75	1184,46		0,49575756	0,198640112	31477,34722				
	B		3'_4'	3'	288,5	341718,75	1184,46	524,59	0,446583253	0,182533438	28925,01604	192231,6498	384463,2995	
			4'_4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,942340814	0,32026909	50751,18642			
			4_5	4	288,5	341718,75	1184,46	761,9	1,14685173	0,364444158	57751,35353			
			5_6	5	288,5	341718,75	1184,46	477,61	1,057380578	0,345845259	54804,09378			

Chapitre IV : Contreventement

	C,D	1_2	1	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,49575756	0,198640112	31477,34722	233090,8739	466181,7478
		2_4'	2	288,5	341718,75	1184,46	336,84	0,781655776	0,281003776	44529,0397		
		4'_4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,781655776	0,281003776	44529,0397		
		4_5	4	288,5	341718,75	1184,46	761,9	1,14685173	0,364444158	57751,35353		
		5_6	5	288,5	341718,75	1184,46	477,61	1,057380578	0,345845259	54804,09378		
	E	1_2	1	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,49575756	0,198640112	31477,34722	145662,4019	291324,8037
		2_3	2	288,5	341718,75	1184,46	484,85	0,908249329	0,312301053	49488,5379		
		3_4	3	288,5	341718,75	1184,46	380,95	0,736052716	0,269019932	42630,02947		
			4	288,5	341718,75	1184,46		0,323560948	0,139252189	22066,48727		
ET1 et ET2	A	3'-4'	3'	288,5	341718,75	1184,46	524,59	0,442893808	0,181298838	28729,37605	110423,8203	220847,6407
		4'-4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,934104993	0,318361134	50448,84376		
			4	288,5	341718,75	1184,46		0,491211185	0,197177657	31245,60053		
	B	3'_4'	3'	288,5	341718,75	1184,46	524,59	0,442893808	0,181298838	28729,37605	190964,4306	381928,8613
		4'_4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,934104993	0,318361134	50448,84376		
		4_5	4	288,5	341718,75	1184,46	761,9	1,134457896	0,361931133	57353,12891		
		5_6	5	288,5	341718,75	1184,46	477,61	1,046476876	0,343503962	54433,08192		
	C,D	1_2	1	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,491211185	0,197177657	31245,60053	231592,2271	62491,20106
		2_4'	2	288,5	341718,75	1184,46	336,84	0,775593942	0,279433504	44280,20789		
		4'_4	4'	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,775593942	0,279433504	44280,20789		
		4_5	4	288,5	341718,75	1184,46	761,9	1,134457896	0,361931133	57353,12891		
		5_6	5	288,5	341718,75	1184,46	477,61	1,046476876	0,343503962	54433,08192		
	E	1_2	1	288,5	341718,75	1184,46	581,82	0,491211185	0,197177657	31245,60053	144811,9421	289623,8842
		2_3	2	288,5	341718,75	1184,46	484,85	0,900553839	0,310476512	49199,41341		
		3_4	3	288,5	341718,75	1184,46	380,95	0,73096601	0,267658406	42414,27636		
			4	288,5	341718,75	1184,46		0,321623356	0,138533822	21952,6518		
ET3	A	3'-4'	3'	288,5	213333,33	745,92	516,13	0,697608323	0,258602525	25583,13943	95081,15564	190162,3113
		4'-4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,470646986	0,423738569	41919,78753		
			4	288,5	213333,33	745,92		0,773038664	0,278769522	27578,22868		
	B	3'_4'	3'	288,5	213333,33	745,92	516,13	0,697608323	0,258602525	25583,13943	158772,9536	317545,9072

Chapitre IV : Contreventement

		4'_4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,470646986	0,423738569	41919,78753		
		4_5	4	288,5	213333,33	745,92	744,19	1,782590626	0,471261842	46621,18993		
		5_6	5	288,5	213333,33	745,92	470,59	1,645142911	0,451324667	44648,83669		
	C,D	1_2	1	288,5	213333,33	745,92	571,43	0,773038664	0,278769522	27578,22868	193898,9351	387797,8702
		2_4'	2	288,5	213333,33	745,92	333,33	1,222262441	0,379318092	37525,33991		
		4'_4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,222262441	0,379318092	37525,33991		
		4_5	4	288,5	213333,33	745,92	744,19	1,782590626	0,471261842	46621,18993		
		5_6	5	288,5	213333,33	745,92	470,59	1,645142911	0,451324667	44648,83669		
	E,F	1_2	1	288,5	213333,33	745,92	571,43	0,773038664	0,278769522	27578,22868	124825,7414	249651,4828
		2_3	2	288,5	213333,33	745,92	477,61	1,418188278	0,414894723	41044,87981		
		3_4	3	288,5	213333,33	745,92	376,47	1,152858215	0,365654951	36173,66692		
			4	288,5	213333,33	745,92		0,507708601	0,20245917	20028,96599		
ET4 et ET5	A	3'-4'	3'	288,5	213333,33	745,92	516,13	0,691937473	0,257040693	25428,62988	94538,69043	189077,3809
		4'-4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,458011583	0,421632938	41711,4808		
			4	288,5	213333,33	745,92		0,76607411	0,276953574	27398,57974		
	B	3'_4'	3'	288,5	213333,33	745,92	516,13	0,691937473	0,257040693	25428,62988	157900,3921	315800,7842
		4'_4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,458011583	0,421632938	41711,4808		
		4_5	4	288,5	213333,33	745,92	744,19	1,763754826	0,468615759	46359,41715		
		5_6	5	288,5	213333,33	745,92	470,59	1,628566066	0,448818083	44400,86429		
	C,D	1_2	1	288,5	213333,33	745,92	571,43	0,76607411	0,276953574	27398,57974	192853,4103	385706,8206
		2_4'	2	288,5	213333,33	745,92	333,33	1,212945088	0,377518151	37347,27456		
		4'_4	4'	288,5	213333,33	745,92	571,43	1,212945088	0,377518151	37347,27456		
		4_5	4	288,5	213333,33	745,92	744,19	1,763754826	0,468615759	46359,41715		
		5_6	5	288,5	213333,33	745,92	470,59	1,628566066	0,448818083	44400,86429		
	E,F	1_2	1	288,5	213333,33	745,92	571,43	0,76607411	0,276953574	27398,57974	124193,9242	248387,8485
		2_3	2	288,5	213333,33	745,92	477,61	1,406370656	0,412864834	40844,06615		
		3_4	3	288,5	213333,33	745,92	376,47	1,145002145	0,364070386	36016,90843		
			4	288,5	213333,33	745,92		0,504705598	0,201502963	19934,36992		
ET6	A	3'-4'	3'	283,5	125052,08	441,1	507,97	1,16084788	0,367258383	22055,17513	78568,89059	157137,7812

Chapitre IV : Contreventement

		4'-4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,444944457	0,550050621	33032,50066		
			4	283,5	125052,08	441,1		1,284096577	0,391004511	23481,2148		
	B	3'_4'	3'	283,5	125052,08	441,1	507,97	1,16084788	0,367258383	22055,17513	125532,3622	251064,7244
		4'_4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,444944457	0,550050621	33032,50066		
		4_5	4	283,5	125052,08	441,1	727,27	2,952040354	0,59612607	35799,49564		
		5_6	5	283,5	125052,08	441,1	463,77	2,727068692	0,576904816	34645,1908		
	C,D	1_2	1	283,5	125052,08	441,1	561,4	1,284096577	0,391004511	23481,2148	154513,469	309026,9381
		2_4'	2	283,5	125052,08	441,1	329,9	2,035887554	0,504446055	30293,7839		
		4'_4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,035887554	0,504446055	30293,7839		
		4_5	4	283,5	125052,08	441,1	727,27	2,952040354	0,59612607	35799,49564		
		5_6	5	283,5	125052,08	441,1	463,77	2,727068692	0,576904816	34645,1908		
	E	1_2	1	283,5	125052,08	441,1	561,4	1,284096577	0,391004511	23481,2148	103309,1064	206618,2128
		2_3	2	283,5	125052,08	441,1	470,59	2,358909544	0,541169648	32499,1666		
		3_4	3	283,5	125052,08	441,1	372,09	1,923328044	0,490228709	29439,98163		
			4	283,5	125052,08	441,1		0,848515076	0,297879791	17888,74338		
ET7	A	3'-4'	3'	283,5	125052,08	441,1	507,97	1,151598277	0,365401354	21943,65392	78204,39109	156408,7822
		4'-4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,42432555	0,547953699	32906,57303		
			4	283,5	125052,08	441,1		1,272727273	0,388888889	23354,16414		
	B	3'_4'	3'	283,5	125052,08	441,1	507,97	1,151598277	0,365401354	21943,65392	124998,8923	249997,7845
		4'_4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,42432555	0,547953699	32906,57303		
		4_5	4	283,5	125052,08	441,1	727,27	2,921491725	0,593619148	35648,94605		
		5_6	5	283,5	125052,08	441,1	463,77	2,700158694	0,574482453	34499,71927		
	C,D	1_2	1	283,5	125052,08	441,1	561,4	1,272727273	0,388888889	23354,16414	153864,535	307729,0701
		2_4'	2	283,5	125052,08	441,1	329,9	2,020630243	0,502565548	30180,85279		
		4'_4	4'	283,5	125052,08	441,1	561,4	2,020630243	0,502565548	30180,85279		
		4_5	4	283,5	125052,08	441,1	727,27	2,921491725	0,593619148	35648,94605		
		5_6	5	283,5	125052,08	441,1	463,77	2,700158694	0,574482453	34499,71927		
	E,F	1_2	1	283,5	125052,08	441,1	561,4	1,272727273	0,388888889	23354,16414	102884,5549	205769,1099
		2_3	2	283,5	125052,08	441,1	470,59	2,339582861	0,53912621	32376,45086		

Chapitre IV : Contreventement

		3_4	3	283,5	125052,08	441,1	372,09	1,910405804	0,488544131	29338,81667		
			4	283,5	125052,08	441,1		0,843550215	0,296653884	17815,12328		
ET8	A	3'-4'	3'	278,5	32552,08	116,88	492,31	4,279089665	0,681482491	11039,18591	35671,98761	71343,97523
		4'-4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	9,000898357	0,818196666	13253,78894		
			4	278,5	32552,08	116,88		4,721808693	0,702461035	11379,01276		
	B	3'_4'	3'	278,5	32552,08	116,88	492,31	4,279089665	0,681482491	11039,18591	51461,23901	102922,478
		4'_4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	9,000898357	0,818196666	13253,78894		
		4_5	4	278,5	32552,08	116,88	695,65	10,80890657	0,843858647	13669,48177		
		5_6	5	278,5	32552,08	116,88	450,7	9,999101643	0,833320855	13498,78238		
	C,D	1_2	1	278,5	32552,08	116,88	542,37	4,721808693	0,702461035	11379,01276	64135,64518	128271,2904
		2_4'	2	278,5	32552,08	116,88	323,23	7,5158282	0,789823864	12794,18413		
		4'_4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	7,5158282	0,789823864	12794,18413		
		4_5	4	278,5	32552,08	116,88	695,65	10,80890657	0,843858647	13669,48177		
		5_6	5	278,5	32552,08	116,88	450,7	9,999101643	0,833320855	13498,78238		
	E,F	1_2	1	278,5	32552,08	116,88	542,37	4,721808693	0,702461035	11379,01276	47096,98502	94193,97005
		2_3	2	278,5	32552,08	116,88	457,14	8,690537303	0,812918664	13168,29175		
		3_4	3	278,5	32552,08	116,88	363,64	7,116101985	0,780607983	12644,89809		
			4	278,5	32552,08	116,88		3,147373374	0,611452317	9904,782423		
ET9	A	3'-4'	3'	278,5	32552,08	116,88	492,31	4,212097878	0,678047571	10983,54439	35516,98729	71033,97458
		4'-4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	8,852498289	0,815710637	13213,5183		
			4	278,5	32552,08	116,88		4,640400411	0,698813343	11319,9246		
	B	3'_4'	3'	278,5	32552,08	116,88	492,31	4,212097878	0,678047571	10983,54439	51278,09007	102556,1801
		4'_4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	8,852498289	0,815710637	13213,5183		
		4_5	4	278,5	32552,08	116,88	695,65	10,59223135	0,841171914	13625,95997		
		5_6	5	278,5	32552,08	116,88	450,7	9,807922656	0,830622197	13455,0674		
	C,D	1_2	1	278,5	32552,08	116,88	542,37	8,496492129	0,809460153	13112,26809	65702,07365	131404,1473
		2_4'	2	278,5	32552,08	116,88	323,23	7,405886379	0,787367195	12754,38909		
		4'_4	4'	278,5	32552,08	116,88	542,37	7,405886379	0,787367195	12754,38909		
		4_5	4	278,5	32552,08	116,88	695,65	10,59223135	0,841171914	13625,95997		

Chapitre IV : Contreventement

		5_6	5	278,5	32552,08	116,88	450,7	9,807922656	0,830622197	13455,0674		
	E,F	1_2	1	278,5	32552,08	116,88	542,37	4,640400411	0,698813343	11319,9246	46916,57513	93833,15026
		2_3	2	278,5	32552,08	116,88	457,14	8,551591376	0,810455131	13128,38552		
		3_4	3	278,5	32552,08	116,88	363,64	7,022416153	0,778329888	12607,99572		
			4	278,5	32552,08	116,88		3,111225188	0,608704386	9860,26929		

Chapitre IV : Contreventement

- **Rigidités des portiques suivant (Y-Y)**

Tableau IV.6:Rigidité relative par portique dans le sens transversal

Niveau	Portiques	ravées	Poteaux	Hc	Ipot	Kpot	Kpout	K'	Aij	rjy	Σrjy	
S-SOL	1 et 10	C-D	C	393	520833,33	1325,27	347,83	0,262459725	0,337004773	43863,5441	199954,1101	
		D-E	D	393	520833,33	1325,27	372,09	0,543225154	0,410197718	53390,1213		
		E-F	E	393	520833,33	1325,27	457,14	0,62570646	0,428725174	55801,60023		
			F	393	520833,33	1325,27		0,344941031	0,360325066	46898,84445		
	2 et 9	B-C	B	393	520833,33	1325,27	421,05	0,317708844	0,352809131	45920,59269	227678,8992	
		C-D	C	393	520833,33	1325,27	347,83	0,290084285	0,345002273	44904,47516		
		D-E	D	393	520833,33	1325,27	372,09	0,271612577	0,339676134	44211,24054		
		E-F	E	393	520833,33	1325,27	457,14	0,31285323	0,351450416	45743,74632		
			F	393	520833,33	1325,27		0,344941031	0,360325066	46898,84445		
		A-B	A	393	520833,33	1325,27	372,09	0,280765429	0,342326054	44556,14632	89112,29264	
			B	393	520833,33	1325,27		0,280765429	0,342326054	44556,14632		
		E-F	E	393	520833,33	1325,27	457,14	0,344941031	0,360325066	46898,84445	93797,6889	
			F	393	520833,33	1325,27		0,344941031	0,360325066	46898,84445		
		4' et 7'	AB	A	393	520833,33	1325,27	372,09	0,280765429	0,342326054	44556,14632	252014,0509
			B-C	B	393	520833,33	1325,27	421,05	0,598474273	0,422738175	55022,35016	
			C-D	C	393	520833,33	1325,27	347,83	0,580168569	0,418642635	54489,28677	
			D-E	D	393	520833,33	372,09	0,543225154	0,410197718	53390,1213		
			E	393	520833,33	1325,27		0,280765429	0,342326054	44556,14632		
		4 etc7	A-B	A	393	520833,33	1325,27	372,09	0,280765429	0,342326054	44556,14632	310158,3492
			B-C	B	393	520833,33	1325,27	421,05	0,598474273	0,422738175	55022,35016	
			C-D	C	393	520833,33	347,83	0,580168569	0,418642635	54489,28677		
			D-E	D	393	520833,33	372,09	0,543225154	0,410197718	53390,1213		
			E-F	E	393	520833,33	457,14	0,62570646	0,428725174	55801,60023		

Chapitre IV : Contreventement

			F	393	520833,33	1325,27		0,344941031	0,360325066	46898,84445	
	5 et 6	B-C	B	393	520833,33	1325,27	421,05	0,317708844	0,352809131	45920,59269	256500,4454
		C-D	C	393	520833,33	1325,27	347,83	0,580168569	0,418642635	54489,28677	
		D-E	D	393	520833,33	1325,27	372,09	0,543225154	0,410197718	53390,1213	
		E-F	E	393	520833,33	1325,27	457,14	0,62570646	0,428725174	55801,60023	
			F	393	520833,33	1325,27		0,344941031	0,360325066	46898,84445	
RDC	1,2,9 et 10	C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,292082468	0,127431047	20193,25941	78373,57492
		D-E	D	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,604423113	0,232075622	36775,67869	
			E	288,5	341718,75	1184,46		0,312340645	0,135075533	21404,63682	
	3' et 8'	A-B	A	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,312340645	0,135075533	21404,63682	42809,27364
			B	288,5	341718,75	1184,46		0,312340645	0,135075533	21404,63682	
	4',7',4 et 7	A-B	A	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,312340645	0,135075533	21404,63682	157803,3391
		B-C	B	288,5	341718,75	1184,46	415,58	0,665510021	0,249674552	39564,47926	
		C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,645251845	0,243928322	38653,90749	
		D-E	D	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,604423113	0,232075622	36775,67869	
			E	288,5	341718,75	1184,46		0,312340645	0,135075533	21404,63682	
	5 et 6	B-C	B	288,5	341718,75	1184,46	415,58	0,353169377	0,150082429	23782,69274	82629,85964
		C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,645251845	0,243928322	38653,90749	
			D	288,5	341718,75	1184,46		0,292082468	0,127431047	20193,25941	
ET1 et ET2	1,2,9 et 10	C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,290503689	0,12682961	20097,95321	78013,15313
		D-E	D	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,601041825	0,23107734	36617,48673	
			E	288,5	341718,75	1184,46		0,310538136	0,134400783	21297,71319	
	3' et 8'	A-B	A	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,310538136	0,134400783	21297,71319	42595,42638
			B	288,5	341718,75	1184,46		0,310538136	0,134400783	21297,71319	
	4',7',4 et 7	A-B	A	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,310538136	0,134400783	21297,71319	157071,2625
		B-C	B	288,5	341718,75	1184,46	415,58	0,661398443	0,248515379	39380,7918	
		C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,641363997	0,242815454	38477,55763	
		D-E	D	288,5	341718,75	1184,46	367,82	0,601041825	0,23107734	36617,48673	
			E	288,5	341718,75	1184,46		0,310538136	0,134400783	21297,71319	

Chapitre IV : Contreventement

	5 et 6	B-C	B	288,5	341718,75	1184,46	415,58	0,350860308	0,149247621	23650,40546	82225,9163
		C-D	C	288,5	341718,75	1184,46	344,09	0,641363997	0,242815454	38477,55763	
			D	288,5	341718,75	1184,46		0,290503689	0,12682961	20097,95321	
ET3	1,2,9 et 10	C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	0,458842771	0,186609236	18785,11168	71002,79798
		D-E	D	286	213333,33	745,92	363,64	0,949150043	0,321838506	32398,03344	
			E	286	213333,33	745,92		0,490307272	0,196886255	19819,65286	
	3' et 8'	A-B	A	286	213333,33	745,92	363,64	0,490307272	0,196886255	19819,65286	39639,30573
			B	286	213333,33	745,92		0,490307272	0,196886255	19819,65286	
	4,7,4' et 7'	A-B	A	286	213333,33	745,92	363,64	0,490307272	0,196886255	19819,65286	140391,6554
		B-C	B	286	213333,33	745,92	410,26	1,0438787	0,342943594	34522,58763	
		C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	1,0124142	0,336080676	33831,72858	
		D-E	D	286	213333,33	745,92	363,64	0,949150043	0,321838506	32398,03344	
			E	286	213333,33	745,92		0,490307272	0,196886255	19819,65286	
	5 et 6	B-C	B	286	213333,33	745,92	410,26	0,553571429	0,216783217	21822,59047	74439,43073
		C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	1,0124142	0,336080676	33831,72858	
			D	286	213333,33	745,92		0,458842771	0,186609236	18785,11168	
ET4 et ET5	1,2,9 et 10	C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	0,456389425	0,185796853	18703,33274	70708,08806
		D-E	D	286	213333,33	745,92	363,64	0,943894788	0,320627895	32276,16667	
			E	286	213333,33	745,92		0,487505363	0,195981633	19728,58866	
	3' et 8'	A-B	A	286	213333,33	745,92	363,64	0,487505363	0,195981633	19728,58866	39457,17731
			B	286	213333,33	745,92		0,487505363	0,195981633	19728,58866	
	4',7',4 et 7	A-B	A	286	213333,33	745,92	363,64	0,487505363	0,195981633	19728,58866	139815,1804
		B-C	B	286	213333,33	745,92	410,26	1,037510725	0,341566111	34383,92264	
		C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	1,006394788	0,334751375	33697,91381	
		D-E	D	286	213333,33	745,92	363,64	0,943894788	0,320627895	32276,16667	
			E	286	213333,33	745,92		0,487505363	0,195981633	19728,58866	
	5 et 6	B-C	B	286	213333,33	745,92	410,26	0,550005363	0,215687924	21712,33226	74113,57881
		C-D	C	286	213333,33	745,92	340,43	1,006394788	0,334751375	33697,91381	
			D	286	213333,33	745,92		0,456389425	0,185796853	18703,33274	

Chapitre IV : Contreventement

ET6	1,2,9 et 10	C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	0,767705736	0,277379826	16657,6474	60690,24933
		D-E	D	283,5	125052,08	441,1	359,55	1,58746316	0,442502986	26573,8818	
			E	283,5	125052,08	441,1		0,819757425	0,29071913	17458,72014	
	3' et 8'	A-B	A	283,5	125052,08	441,1	359,55	0,819757425	0,29071913	17458,72014	34917,44027
			B	283,5	125052,08	441,1		0,819757425	0,29071913	17458,72014	
	4',7',4 et 7	A-B	A	283,5	125052,08	441,1	359,55	0,819757425	0,29071913	17458,72014	116985,4533
		B-C	B	283,5	125052,08	441,1	405,06	1,743946951	0,465804397	27973,21458	
		C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	1,691895262	0,458272822	27520,9167	
		D-E	D	283,5	125052,08	441,1	359,55	1,58746316	0,442502986	26573,8818	
			E	283,5	125052,08	441,1		0,819757425	0,29071913	17458,72014	
	5 et 6	B-C	B	283,5	125052,08	441,1	405,06	0,924189526	0,316049804	18979,91742	63158,48151
		C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	1,691895262	0,458272822	27520,9167	
			D	283,5	125052,08	441,1		0,767705736	0,277379826	16657,6474	
ET7	1,2,9 et 10	C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	0,763636364	0,276315789	16593,7482	60474,76097
		D-E	D	283,5	125052,08	441,1	359,55	1,578757651	0,441146846	26492,44077	
			E	283,5	125052,08	441,1		0,815121288	0,289551037	17388,57199	
	3' et 8'	A-B	A	283,5	125052,08	441,1	359,55	0,815121288	0,289551037	17388,57199	34777,14398
			B	283,5	125052,08	441,1		0,815121288	0,289551037	17388,57199	
	4',7',4 et 7	A-B	A	283,5	125052,08	441,1	359,55	0,815121288	0,289551037	17388,57199	116585,193
		B-C	B	283,5	125052,08	441,1	405,06	1,733416459	0,464297642	27882,7286	
		C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	1,681931535	0,456806847	27432,87964	
		D-E	D	283,5	125052,08	441,1	359,55	1,578757651	0,441146846	26492,44077	
			E	283,5	125052,08	441,1		0,815121288	0,289551037	17388,57199	
	5 et 6	B-C	B	283,5	125052,08	441,1	405,06	0,918295171	0,314668365	18896,95711	62923,58495
		C-D	C	283,5	125052,08	441,1	336,84	1,681931535	0,456806847	27432,87964	
			D	283,5	125052,08	441,1		0,763636364	0,276315789	16593,7482	
ET8	1,2,9 et 10	C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	2,852241615	0,587819371	9521,957506	31390,81704
		D-E	D	278,5	32552,08	116,88	351,65	5,894678303	0,746664788	12095,05969	

Chapitre IV : Contreventement

			E	278,5	32552,08	116,88		3,042436687	0,603366364	9773,799836	
	3' et 8'	A-B	A	278,5	32552,08	116,88	351,65	3,042436687	0,603366364	9773,799836	19547,59967
			B	278,5	32552,08	116,88		3,042436687	0,603366364	9773,799836	
	4',7',4 et 7	A-B	A	278,5	32552,08	116,88	351,65	3,042436687	0,603366364	9773,799836	56298,0232
		B-C	B	278,5	32552,08	116,88	395,06	6,465263518	0,763740373	12371,66336	
		C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	6,275068446	0,758310156	12283,70047	
		D-E	D	278,5	32552,08	116,88	351,65	5,894678303	0,746664788	12095,05969	
			E	278,5	32552,08	116,88		3,042436687	0,603366364	9773,799836	
	5 et 6	B-C	B	278,5	32552,08	116,88	395,06	3,422826831	0,631188666	10224,48723	32030,1452
		C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	6,275068446	0,758310156	12283,70047	
			D	278,5	32552,08	116,88		2,852241615	0,587819371	9521,957506	
ET9	1,2,9 et 10	C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	2,822553046	0,585281908	9480,853687	31273,09425
		D-E	D	278,5	32552,08	116,88	351,65	5,831194387	0,744611115	12061,7927	
			E	278,5	32552,08	116,88		3,008641342	0,600690115	9730,447865	
	3' et 8'	A-B	A	278,5	32552,08	116,88	351,65	3,008641342	0,600690115	9730,447865	19460,89573
			B	278,5	32552,08	116,88		3,008641342	0,600690115	9730,447865	
	4',7',4 et 7	A-B	A	278,5	32552,08	116,88	351,65	3,008641342	0,600690115	9730,447865	56108,52872
		B-C	B	278,5	32552,08	116,88	395,06	6,388689254	0,76158373	12336,72838	
		C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	6,202600958	0,7561749	12249,11191	
		D-E	D	278,5	32552,08	116,88	351,65	5,831194387	0,744611115	12061,7927	
			E	278,5	32552,08	116,88		3,008641342	0,600690115	9730,447865	
	5 et 6	B-C	B	278,5	32552,08	116,88	395,06	3,380047912	0,628256099	10176,98322	31906,94882
		C-D	C	278,5	32552,08	116,88	329,9	6,202600958	0,7561749	12249,11191	
			D	278,5	32552,08	116,88		2,822553046	0,585281908	9480,853687	

IV-3.Calcul des inerties des voiles :

IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, on aura donc à calculer des refends pleins.

IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :

a) Les refends longitudinaux :

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{el^3}{12} \\ I_y = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

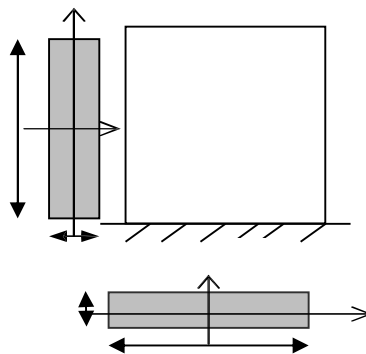


Figure IV.3: Vue en plan et en coupe des refends

➤ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal. X-X

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Ix	
S-SOL	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL2	3	0,2	0,45	
	VL2	3	0,2	0,45	
	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL1	1,75	0,2	0,089322917	
	VL2	3	0,2	0,45	
	VL2	3	0,2	0,45	
	RDC,ET1,2	VL1	1,7	0,2	0,081883333
		VL1	1,7	0,2	0,081883333
VL1		1,7	0,2	0,081883333	
VL2		2,95	0,2	0,427872917	
VL2		2,95	0,2	0,427872917	
VL1		1,7	0,2	0,081883333	
VL1		1,7	0,2	0,081883333	
VL1		1,7	0,2	0,081883333	
VL2		2,95	0,2	0,427872917	
VL2		2,95	0,2	0,427872917	
ET3,4 et 5		VL1	1,65	0,2	0,07486875
		VL1	1,65	0,2	0,07486875
	VL1	1,65	0,2	0,07486875	
	VL2	2,9	0,2	0,406483333	
	VL2	2,9	0,2	0,406483333	
	VL1	1,65	0,2	0,07486875	
	VL1	1,65	0,2	0,07486875	
	VL1	1,65	0,2	0,07486875	
	VL2	2,9	0,2	0,406483333	
	VL2	2,9	0,2	0,406483333	
	ET6 et 7	VL1	1,6	0,2	0,068266667
		VL1	1,6	0,2	0,068266667
VL1		1,6	0,2	0,068266667	
VL2		2,85	0,2	0,38581875	
VL2		2,85	0,2	0,38581875	
VL1		1,6	0,2	0,068266667	
VL1		1,6	0,2	0,068266667	
VL1		1,6	0,2	0,068266667	
VL2		2,85	0,2	0,38581875	
VL2		2,85	0,2	0,38581875	
ET8 et 9		VL1	1,5	0,2	0,05625

Chapitre IV : Contreventement

	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL2	2,75	0,2	0,346614583
	VL2	2,75	0,2	0,346614583
	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL2	2,75	0,2	0,346614583
	VL2	2,75	0,2	0,346614583
				10,29070833

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal. Y-Y

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Iy
S-SOL	VT1	4,9	0,2	1,960816667
	VT1	4,9	0,2	1,960816667
	VT2	3,5	0,2	0,714583333
	VT2	3,5	0,2	0,714583333
RDC,ET1,2	VT1	4,85	0,2	1,901402083
	VT1	4,85	0,2	1,901402083
	VT2	3,45	0,2	0,68439375
	VT2	3,45	0,2	0,68439375
ET3,4 et 5	VT1	4,8	0,2	1,8432
	VT1	4,8	0,2	1,8432
	VT2	3,4	0,2	0,655066667
	VT2	3,4	0,2	0,655066667
ET6 et 7	VT1	4,75	0,2	1,786197917
	VT1	4,75	0,2	1,786197917
	VT2	3,35	0,2	0,626589583
	VT2	3,35	0,2	0,626589583
ET8 et 9	VT1	4,65	0,2	1,67574375
	VT1	4,65	0,2	1,67574375
	VT2	3,25	0,2	0,572135417
	VT2	3,25	0,2	0,572135417
				24,84025833

IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV-4-1 Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous

Chapitre IV : Contreventement

l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-5-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $\mathbf{I} = 1\mathbf{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une 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 qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

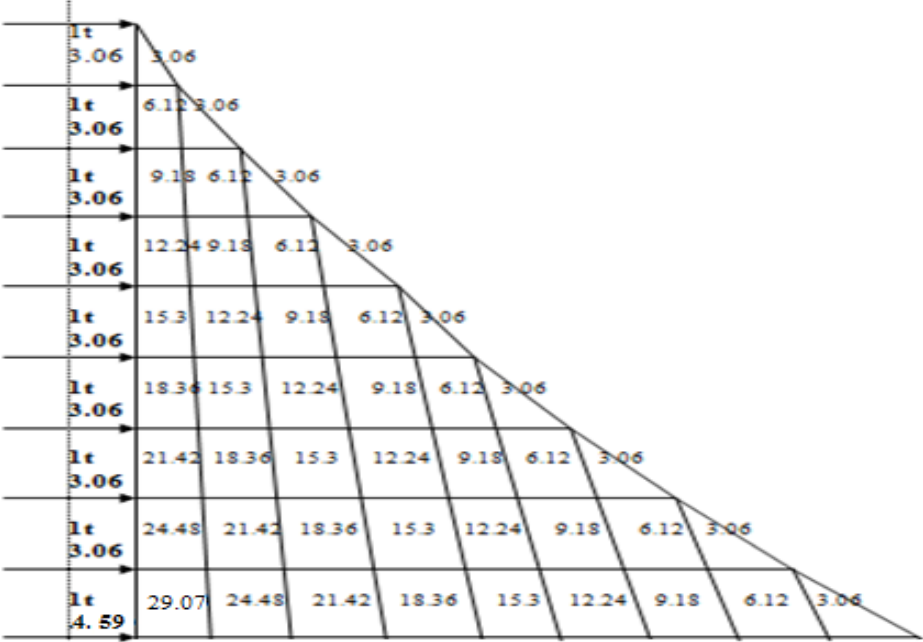


Figure IV-4: Diagramme des moments des aires

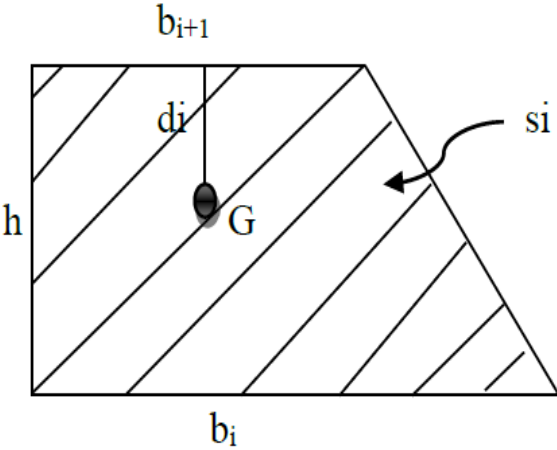


Figure IV-5 : Schéma d'un trapèze.

Chapitre IV : Contreventement

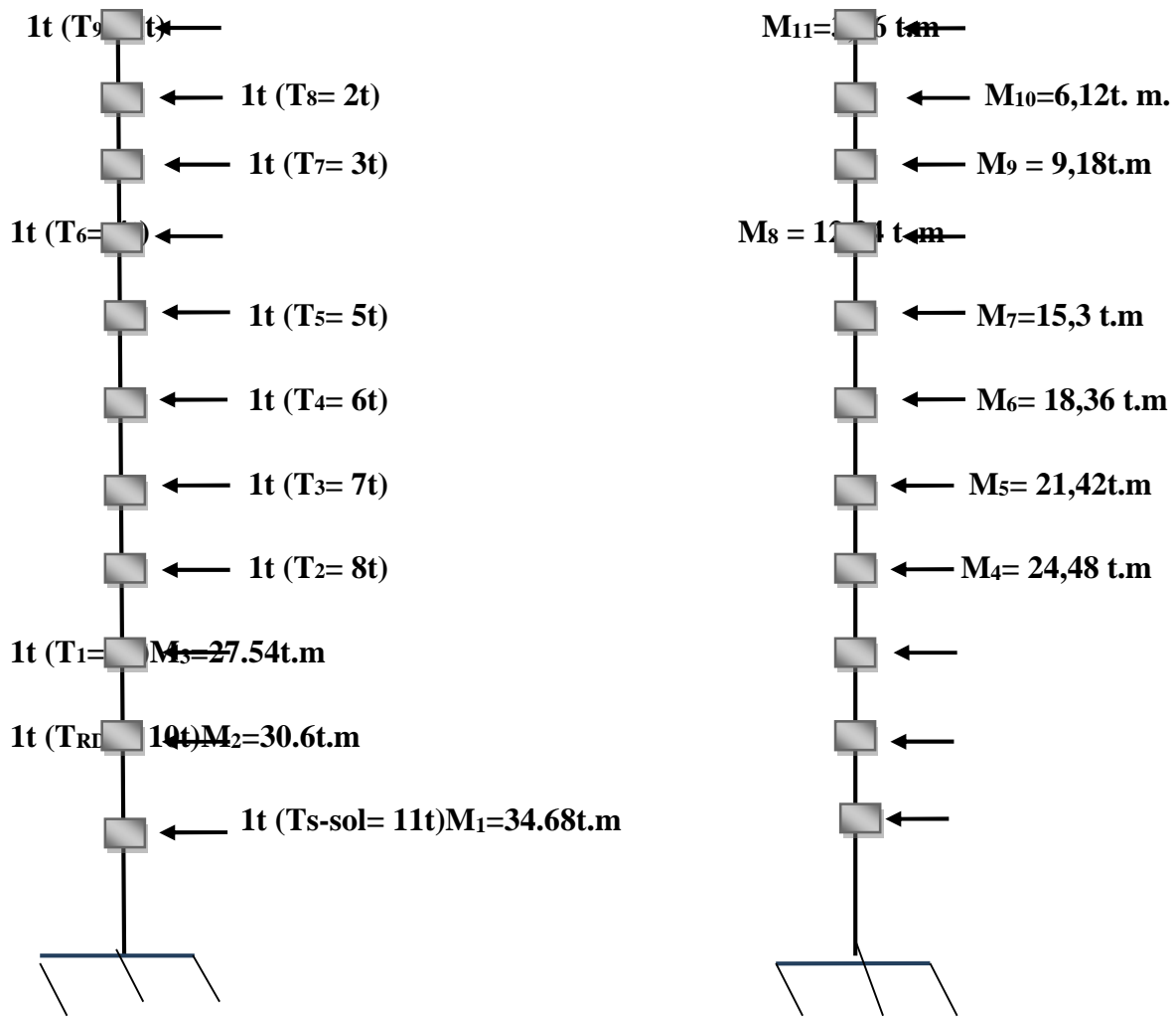


Figure IV.6 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Niveau	h(m)	b _i	b _{i+1}	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i d _i (m ³)	fix EI
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	4482,365724
8	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052	4472,814852
7	3,06	18,36	9,18	42,1362	1,7	71,63154	4439,3868
6	3,06	30,6	18,36	74,9088	1,6575	124,161336	4367,75526
5	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01744	4243,593924
4	3,06	64,26	45,9	168,5448	1,615	272,199852	4052,576484
3	3,06	85,68	64,26	229,4082	1,602857143	367,708572	3780,376632
2	3,06	110,16	85,68	299,6352	1,59375	477,5436	3412,66806
1	3,06	137,7	110,16	379,2258	1,586666667	601,704936	2935,12446
RDC	3,06	168,3	137,7	468,18	1,581	740,19258	2333,419524
S-SOL	4,08	202,98	168,3	757,4112	2,103516484	1593,226944	1593,226944

IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_m}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

• Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Chapitre IV : Contreventement

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques

Niveau	Portiques	Mn+1	Mn	ΣK_{pot}	ΣK_{pout}	E Θ_n	E Ψ_n	Dn	$\Sigma E\Delta_i$	E η_i	Le iY	ΣLe_iY^2	ΣLe_iY^2*2
Et9	A,B	0	3,06	0,00046752	0,00173033	272,7156057	283,7285356	868,209319	3313,683053	4482,365724	1,352683903	4,058051708	8,116103417
	C,D	0	3,06	0,0005844	0,00210362	218,1724846	366,6636571	1121,990791		4482,365724	1,352683903		
	E	0	3,06	0,00046752	0,00136315	272,7156057	432,5107656	1323,482943		4482,365724	1,352683903		
Et8	A,B	3,06	6,12	0,00046752	0,00173033	818,1468172	840,172677	2570,928392	7461,875859	4472,814852	0,599422308	1,798266925	3,59653385
	C,D	3,06	6,12	0,0005844	0,00210362	654,5174538	678,784193	2077,079631		4472,814852	0,599422308		
	E	3,06	6,12	0,00046752	0,00136315	818,1468172	919,5646524	2813,867836		4472,814852	0,599422308		
Et7	A,B	6,12	9,18	0,0017644	0,00179661	361,3126275	742,8160436	2273,017093	6760,165659	4439,3868	0,656697931	1,970093792	3,940187585
	C,D	6,12	9,18	0,0022055	0,00217997	289,050102	604,5335537	1849,872674		4439,3868	0,656697931		
	E	6,12	9,18	0,0017644	0,00140408	361,3126275	861,8548665	2637,275891		4439,3868	0,656697931		
Et6	A,B	9,18	12,24	0,0017644	0,00179661	505,8376785	1001,311056	3064,01183	9106,856855	4367,75526	0,479611718	1,438835153	2,877670307
	C,D	9,18	12,24	0,0022055	0,00217997	404,6701428	814,7564696	2493,154797		4367,75526	0,479611718		
	E	9,18	12,24	0,0017644	0,00140408	505,8376785	1160,029486	3549,690228		4367,75526	0,479611718		
Et5	A,B	12,24	15,3	0,00298368	0,00183175	384,5921815	1069,008089	3271,164752	9819,433468	4243,593924	0,432162806	1,296488419	2,592976838
	C,D	12,24	15,3	0,0037296	0,00222038	307,6737452	872,587957	2670,119148		4243,593924	0,432162806		
	E	12,24	15,3	0,00298368	0,00142551	384,5921815	1267,36914	3878,149567		4243,593924	0,432162806		
Et4	A,B	15,3	18,36	0,00298368	0,00183175	470,0571107	1262,591467	3863,52989	11610,09029	4052,576484	0,349056414	1,047169243	2,094338485
	C,D	15,3	18,36	0,0037296	0,00222038	376,0456885	1030,930957	3154,648728		4052,576484	0,349056414		
	E	15,3	18,36	0,00298368	0,00142551	470,0571107	1500,624728	4591,911668		4052,576484	0,349056414		
Et3	A,B	18,36	21,42	0,00298368	0,00183175	555,5220399	1487,267534	4551,038653	13667,14925	3780,376632	0,276603157	0,829809471	1,659618943
	C,D	18,36	21,42	0,0037296	0,00222038	444,4176319	1214,148107	3715,293207		3780,376632	0,276603157		
	E	18,36	21,42	0,00298368	0,00142551	555,5220399	1764,973004	5400,817393		3780,376632	0,276603157		
Et2	A,B	12,42	24,48	0,00473784	0,00186831	324,5149688	1489,181924	4556,896688	13816,54774	3412,66806	0,246998608	0,740995824	1,481991649
	C,D	12,42	24,48	0,0059223	0,00226238	259,6119751	1219,534116	3731,774394		3412,66806	0,246998608		
	E	12,42	24,48	0,00473784	0,00144762	324,5149688	1806,495639	5527,876655		3412,66806	0,246998608		
Et1	A,B	24,48	27,54	0,00473784	0,00186831	457,4869561	1619,383833	4955,314528	15064,27231	2935,12446	0,194840109	0,584520327	1,169040654
	C,D	24,48	27,54	0,0059223	0,00226238	365,9895649	1327,219214	4061,290796		2935,12446	0,194840109		
	E	24,48	27,54	0,00473784	0,00144762	457,4869561	1976,361762	6047,66699		2935,12446	0,194840109		
Rdc	A,B	27,54	30,6	0,00473784	0,00186831	511,3089509	1849,267809	5658,759496	17166,07285	2333,419524	0,135932053	0,407796159	0,815592318

Chapitre IV : Contreventement

	C,D	27,54	30,6	0,0059223	0,00226238	409,0471607	1514,649968	4634,828901		2333,419524	0,135932053		
	E	27,54	30,6	0,00473784	0,00144762	511,3089509	2245,909953	6872,484455		2333,419524	0,135932053		
S-SOL	A,B	30,6	33,66	0,00530108	0,00190641	490,3893307	1945,290056	5952,587572	18127,85961	1593,226944	0,08788831	0,26366493	0,52732986
	C,D	30,6	33,66	0,00662635	0,0023061	392,6802351	1595,674174	4882,762973		1593,226944	0,08788831		
	E	30,6	33,66	0,00530108	0,00147044	493,6742702	2383,172898	7292,509069		1593,226944	0,08788831		
													28,8713839

Chapitre IV : Contreventement • Inerties fictives des portiques transversaux :
Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques

Niveau	Portiques	Mn+1	Mn	ΣK_{pot}	ΣK_{pout}	E Θ_n	E Ψ_n	Dn	$\Sigma E\Delta_i$	E ϕ_i	LeiY	LeiY2	$\Sigma LeiY2*2$
Et9	1	0	3,06	0,00035064	0,00068155	363,6208077	555,9575684	1701,230159	12463,67611	4482,365724	0,359634323	2,15780594	4,315611881
	2	0	3,06	0,00035064	0,00068155	363,6208077	737,7679722	2257,569995		4482,365724	0,359634323		
	3'	0	3,06	0,00023376	0,00035165	545,4312115	1179,67886	3609,817313		4482,365724	0,359634323		
	4	0	3,06	0,0005844	0,00142826	218,1724846	560,3407695	1714,642755		4482,365724	0,359634323		
	4'	0	3,06	0,0005844	0,00142826	218,1724846	396,7114061	1213,936903		4482,365724	0,359634323		
Et8	1	3,06	6,12	0,00035064	0,00068155	1090,862423	1475,535944	4515,13999	26040,03189	4472,814852	0,171766873	1,030601238	2,061202477
	2	3,06	6,12	0,00035064	0,00068155	1090,862423	1475,535944	4515,13999		4472,814852	0,171766873		
	3'	3,06	6,12	0,00023376	0,00035165	1636,293634	2541,168125	7775,974462		4472,814852	0,171766873		
	4	3,06	6,12	0,0005844	0,00142826	654,5174538	793,4228122	2427,873805		4472,814852	0,171766873		
	4'	3,06	6,12	0,0005844	0,00142826	654,5174538	793,4228122	2427,873805		4472,814852	0,171766873		
Et7	1	6,12	9,18	0,0013233	0,00069639	481,75017	1884,828676	5767,575749	33308,14413	4439,3868	0,133282322	0,799693934	1,599387867
	2	6,12	9,18	0,0013233	0,00069639	481,75017	1884,828676	5767,575749		4439,3868	0,133282322		
	3'	6,12	9,18	0,0008822	0,00035955	722,625255	3307,119019	10119,7842		4439,3868	0,133282322		
	4	6,12	9,18	0,0022055	0,001461	289,050102	995,3977409	3045,917087		4439,3868	0,133282322		
	4'	6,12	9,18	0,0022055	0,001461	289,050102	995,3977409	3045,917087		4439,3868	0,133282322		
Et6	1	9,18	12,24	0,0013233	0,00069639	674,450238	2042,79671	6250,957934	36207,74337	4367,75526	0,120630419	0,723782515	1,44756503
	2	9,18	12,24	0,0013233	0,00069639	674,450238	2042,79671	6250,957934		4367,75526	0,120630419		
	3'	9,18	12,24	0,0008822	0,00035955	1011,675357	3704,029739	11334,331		4367,75526	0,120630419		
	4	9,18	12,24	0,0022055	0,001461	404,6701428	1045,012073	3197,736944		4367,75526	0,120630419		
	4'	9,18	12,24	0,0022055	0,001461	404,6701428	1045,012073	3197,736944		4367,75526	0,120630419		
Et5	1	12,24	15,3	0,00223776	0,00070407	512,7895753	2404,519391	7357,829337	42642,39835	4243,593924	0,099515836	0,597095016	1,194190033
	2	12,24	15,3	0,00223776	0,00070407	512,7895753	2404,519391	7357,829337		4243,593924	0,099515836		
	3'	12,24	15,3	0,00149184	0,00036364	769,1843629	4396,644798	13453,73308		4243,593924	0,099515836		
	4	12,24	15,3	0,0037296	0,00147797	307,6737452	1218,841687	3729,655562		4243,593924	0,099515836		

Chapitre IV : Contreventement

	4'	12,24	15,3	0,0037296	0,00147797	307,6737452	1218,841687	3729,655562		4243,593924	0,099515836		
	5	12,24	15,3	0,00223776	0,00075069	512,7895753	2292,057344	7013,695473		4243,593924	0,099515836		
Et4	1	15,3	18,36	0,00223776	0,00070407	626,7428142	2742,845576	8393,107463	48684,0379	4052,576484	0,083242407	0,49945444	0,998908881
	2	15,3	18,36	0,00223776	0,00070407	626,7428142	2742,845576	8393,107463		4052,576484	0,083242407		
	3'	15,3	18,36	0,00149184	0,00036364	940,1142214	5062,107218	15490,04809		4052,576484	0,083242407		
	4	15,3	18,36	0,0037296	0,00147797	376,0456885	1377,063408	4213,81403		4052,576484	0,083242407		
	4'	15,3	18,36	0,0037296	0,00147797	376,0456885	1377,063408	4213,81403		4052,576484	0,083242407		
	5	15,3	18,36	0,00223776	0,00075069	626,7428142	2607,89112	7980,146827		4052,576484	0,083242407		
Et3	1	18,36	21,42	0,00223776	0,00070407	740,6960532	3218,978712	9850,074858	57129,30628	3780,376632	0,066172283	0,397033699	0,794067398
	2	18,36	21,42	0,00223776	0,00070407	740,6960532	3218,978712	9850,074858		3780,376632	0,066172283		
	3'	18,36	21,42	0,00149184	0,00036364	1111,04408	5934,280064	18158,89699		3780,376632	0,066172283		
	4	18,36	21,42	0,0037296	0,00147797	444,4176319	1617,9693	4950,986059		3780,376632	0,066172283		
	4'	18,36	21,42	0,0037296	0,00147797	444,4176319	1617,9693	4950,986059		3780,376632	0,066172283		
	5	18,36	21,42	0,00223776	0,00075069	740,6960532	3061,531846	9368,28745		3780,376632	0,066172283		
Et2	1	12,42	24,48	0,00355338	0,00071191	432,6866251	3452,222094	10563,79961	61308,02096	3412,66806	0,0556643	0,333985799	0,667971598
	2	12,42	24,48	0,00355338	0,00071191	432,6866251	3452,222094	10563,79961		3412,66806	0,0556643		
	3'	12,42	24,48	0,00236892	0,00036782	649,0299377	6426,22808	19664,25793		3412,66806	0,0556643		
	4	12,42	24,48	0,0059223	0,00149531	259,6119751	1716,280407	5251,818046		3412,66806	0,0556643		
	4'	12,42	24,48	0,0059223	0,00149531	259,6119751	1716,280407	5251,818046		3412,66806	0,0556643		
	5	12,42	24,48	0,00355338	0,00075967	432,6866251	3272,067884	10012,52773		3412,66806	0,0556643		
Et1	1	24,48	27,54	0,00355338	0,00071191	609,9826081	3745,056716	11459,87355	66552,43784	2935,12446	0,044102433	0,264614601	0,529229201
	2	24,48	27,54	0,00355338	0,00071191	609,9826081	3745,056716	11459,87355		2935,12446	0,044102433		
	3'	24,48	27,54	0,00236892	0,00036782	914,9739122	7021,466881	21485,68865		2935,12446	0,044102433		
	4	24,48	27,54	0,0059223	0,00149531	365,9895649	1847,599574	5653,654697		2935,12446	0,044102433		
	4'	24,48	27,54	0,0059223	0,00149531	365,9895649	1847,599574	5653,654697		2935,12446	0,044102433		
	5	24,48	27,54	0,00355338	0,00075967	609,9826081	3542,38323	10839,69268		2935,12446	0,044102433		
Rdc	1	27,54	30,6	0,00355338	0,00071191	681,7452679	4227,777382	12936,99879	75108,84709	2333,419524	0,031067173	0,186403036	0,372806072
	2	27,54	30,6	0,00355338	0,00071191	681,7452679	4227,777382	12936,99879		2333,419524	0,031067173		
	3'	27,54	30,6	0,00236892	0,00036782	1022,617902	7901,534747	24178,69632		2333,419524	0,031067173		

Chapitre IV : Contreventement

	4	27,54	30,6	0,0059223	0,00149531	409,0471607	2092,850368	6404,122125		2333,419524	0,031067173		
	4'	27,54	30,6	0,0059223	0,00149531	409,0471607	2092,850368	6404,122125		2333,419524	0,031067173		
	5	27,54	30,6	0,00355338	0,00075967	681,7452679	4002,584619	12247,90894		2333,419524	0,031067173		
S-SOL	1	30,6	33,66	0,00530108	0,00117706	495,9097096	2971,883578	9093,963748	51576,33457	1593,226944	0,030890659	0,185343952	0,370687903
	2	30,6	33,66	0,00662635	0,00159811	396,1076658	2294,124795	7020,021872		1593,226944	0,030890659		
	3'	30,6	33,66	0,00265054	0,00079314	985,5943106	4540,682247	13894,48767		1593,226944	0,030890659		
	4	30,6	33,66	0,00795162	0,0019702	329,911888	1793,192853	5487,17013		1593,226944	0,030890659		
	4'	30,6	33,66	0,00662635	0,00151306	396,5234287	2256,644362	6905,331747		1593,226944	0,030890659		
	5	30,6	33,66	0,00662635	0,00114097	398,3526821	2998,483465	9175,359403		1593,226944	0,030890659		
													14,35162834

Chapitre IV : Contreventement

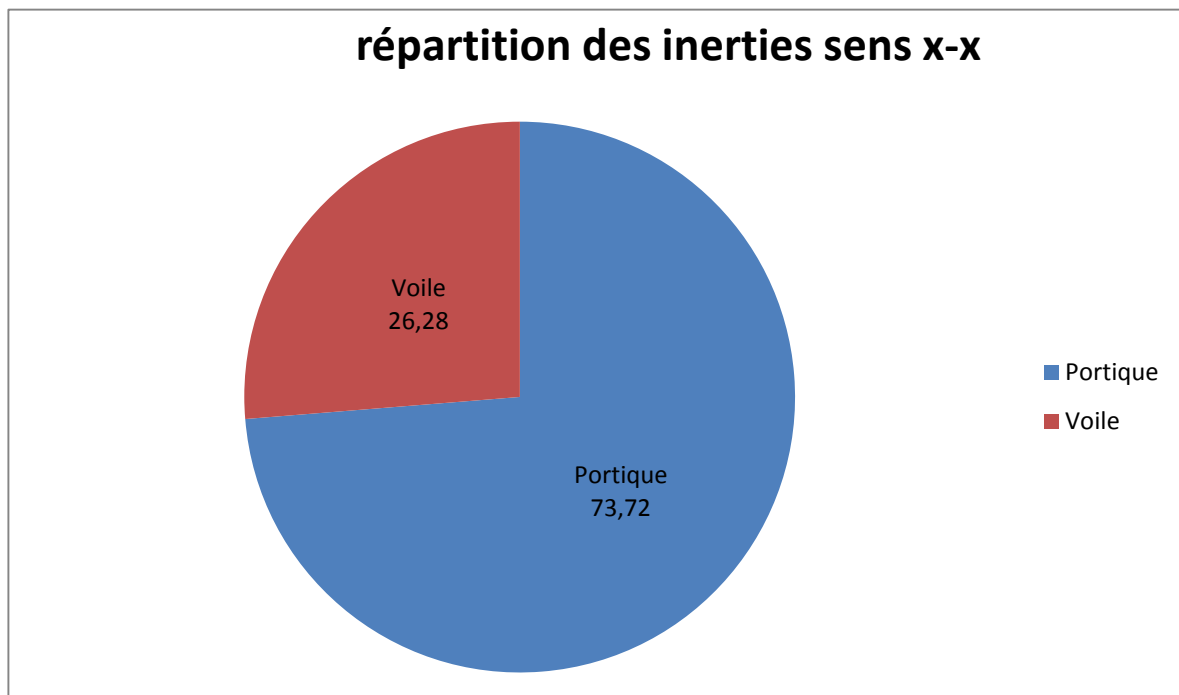
Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	E-Sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	moyenne
Sens longitudinal	0.527	0.815	1.169	1.481	1.659	2.094	2.592	2.877	3.94	3.596	8.116	2.624
Sens transversal	0.370	0.372	0.529	0.667	0.794	0.998	1.194	1.447	1.599	2.061	4.315	1.304

Comparaison des inerties des voiles et des portiques

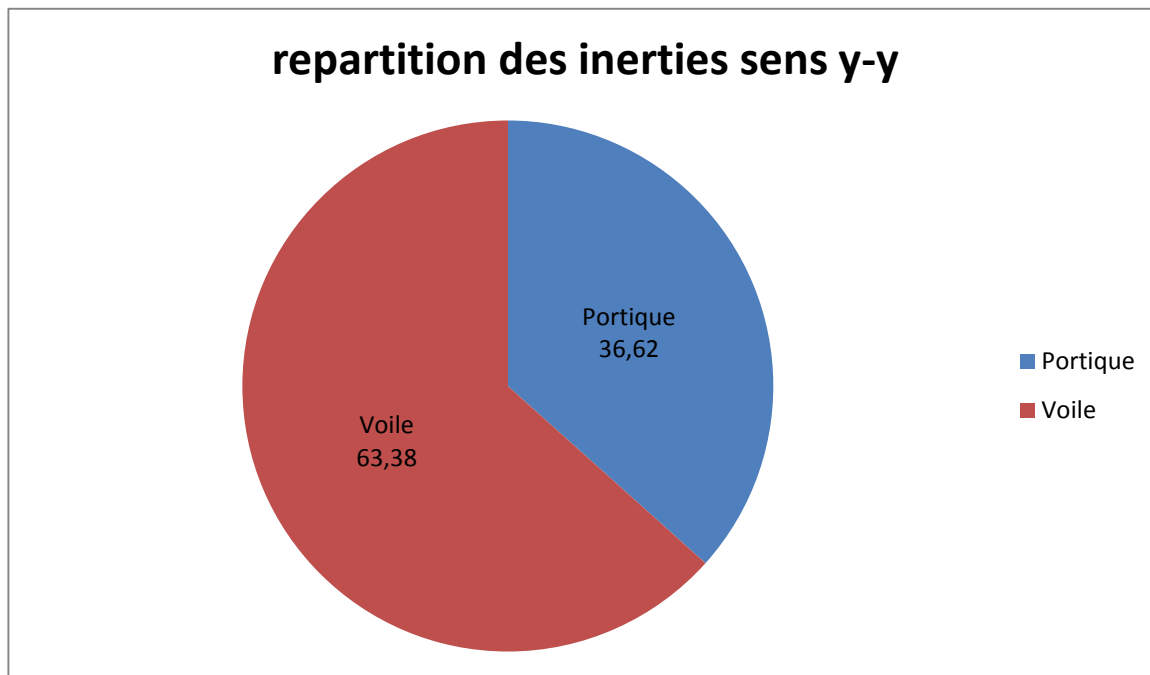
Sens x-x

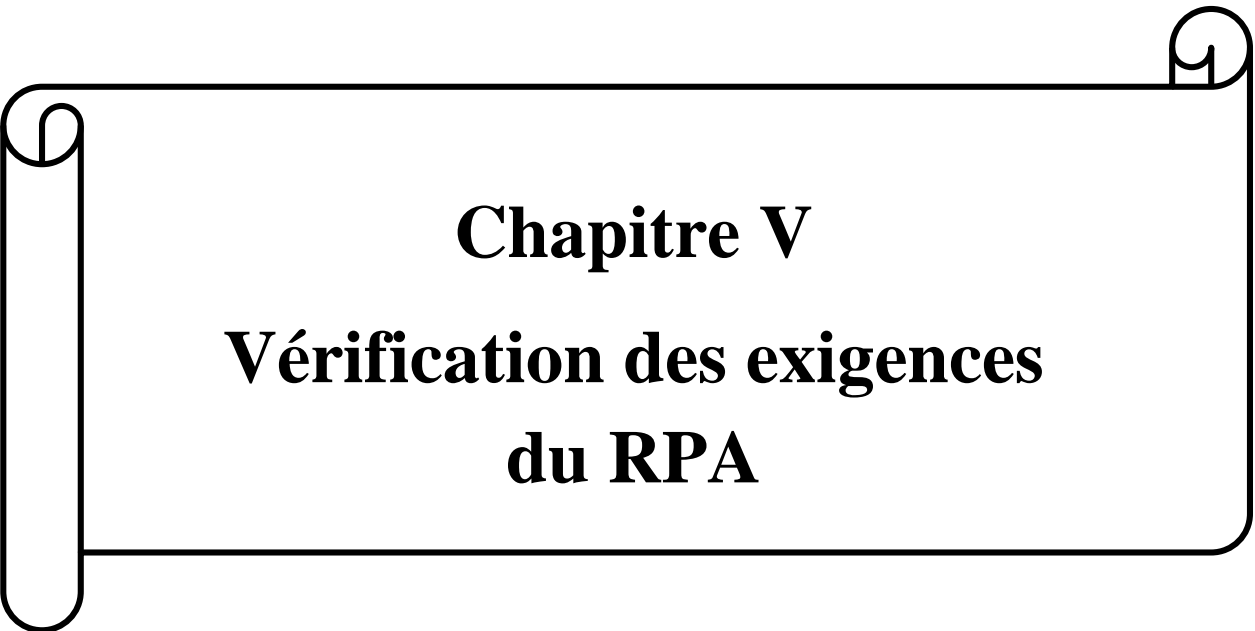
	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	28,8713839	73,72278204
Voiles	10,29070833	26,27721796
Portiques+Voiles	39,16209224	100



Sens y-y

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	14,35162834	36,61887589
Voiles	24,84025833	63,38112411
Portiques+Voiles	39,19188667	100





Chapitre V
Vérification des exigences
du RPA

V.2 : Vérification :

V.2.1.Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (article 4.2.3 du RPA)}$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

– Zone sismique : IIa
– Groupe d'usage : 2 } $\rightarrow A = 0.15$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 4 (contreventement assuré par des voiles)

Q : Facteur de qualité Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P \text{ (4.4 du RPA)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

Calcul de la pénalité à retenir

- **Conditions minimales sur les files du contreventement** : Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

$$\text{Suivant X-X : condition non vérifiée } \frac{l_{2-4'}}{l_{4'-4}} = 1.66 > 1.5$$

Suivant Y-Y : condition vérifiée

- **Redondance en plan** :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\text{Suivant X-X : condition non vérifiée } \frac{l_{2-4'}}{l_{4'-4}} = 1.66 > 1.5$$

Suivant Y-Y : condition vérifiée

- **Régularité en plan** : la structure n'est pas régulière en plan
- **Régularité en élévation** : la structure est régulière en élévation
- **Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution** :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Chapitre V : Modélisation et vérifications

Conclusion

Tableau V.1 : pénalités dans le sens X-X

Critère q	observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non vérifié	0.05
Redondance en plan	Non vérifié	0.05
Régularité en plan	Non Vérifié	0.05
Régularité en élévation	Vérifié	0
Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution	Vérifié	0

$Q_x=1.15$

Tableau V.2 : pénalités dans le sens Y-Y

Critère q	observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Vérifié	0
Redondance en plan	Vérifié	0
Régularité en plan	Non Vérifié	0.05
Régularité en élévation	vérifié	0
Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution	vérifié	0

$Q_y=1.05$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

T_2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA

$T_2 = 0,4s$

$T = 0.8s$ (d'après la modélisation)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), donc on prend :

Chapitre V : Modélisation et vérifications

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$condition vérifiée

Alors : $D = 1.28$

- **poids total de la structure W_t :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

ETABS nous donne : **55199,45KN**

Tableau V.3 : récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.28
Facteur de qualité Q_x	1.15
Facteur de qualité Q_y	1.05
Coefficient de comportement R	4
Le poids total de la structure W_t [kN]	55199,45

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.28 \times 1.15}{4} \times 55199.45 \quad V_x = 3047.01 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.28 \times 1.05}{4} \times 55199.45 \quad V_y = 2782.05 \text{KN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 2641,92 \text{kN}$$

$$V_y = 2783,37 \text{kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x_{dyn}} = 2641,92 \text{kN} > 80\% V_x = 2437.6 \text{kN}. \text{ Condition vérifiée}$$

$$V_{y_{dyn}} = 2783.37 \text{kN} > 80\% V_y = 2225,64 \text{kN}. \text{ Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant à la base est vérifié.

Chapitre V : Modélisation et vérifications

V.2.2 :Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion))

$$\begin{aligned} XCM - XCR &\leq 5\% L_x. \\ YCM - YCR &\leq 5\% L_x. \end{aligned}$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

- a) Excentricité accidentelle :
 $0.05 L_x = 0.05 \times 30.8 = 1.54 \text{ m}$
- b) Excentricité théorique :
 $ex = XCM - XCR$
 $ey = YCM - YCR$

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:

$$|XCM - XCR| \leq 5\% L_x.$$

Tableau V.4 : Excentricité dans le sens X-X

Story	XCM	XCR	$ XCM-XCR =(ex)$	5 %Lx	condition
S-SOL	15,178	15,151	0,027	1.54	vérifiée
RDC	15,145	15,147	-0,002	1.54	vérifiée
1	15,145	15,14	0,005	1.54	vérifiée
2	15,145	15,132	0,013	1.54	vérifiée
3	15,145	15,122	0,023	1.54	vérifiée
4	15,145	15,109	0,036	1.54	vérifiée
5	15,145	15,091	0,054	1.54	vérifiée
6	15,145	15,069	0,076	1.54	Vérifiée
7	15,109	15,035	0,074	1.54	Vérifiée
8	15,1	14,969	0,131	1.54	Vérifiée
9	15,086	14,932	0,154	1.54	Vérifiée

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que

Chapitre V : Modélisation et vérifications

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% LX.$$

Tableau V.5 Excentricité dans le sens Y-Y

Story	YCM	YCR	/YCM-YCR/=(ey)	5 %Lx	condition
S-SOL	11,664	4,471	7,193	1.54	Non Vérifiée
RDC	9,672	6,836	2,836	1.54	Non Vérifiée
1	9,671	8,901	0,77	1.54	vérifiée
2	9,671	10,011	-0,34	1.54	vérifiée
3	9,672	10,591	-0,919	1.54	vérifiée
4	9,672	10,878	-1,206	1.54	vérifiée
5	9,672	11,013	-1,341	1.54	vérifiée
6	9,672	11,075	-1,403	1.54	Vérifiée
7	9,632	11,11	-1,478	1.54	Vérifiée
8	9,624	11,154	-1,53	1.54	Vérifiée
9	9,791	11,222	-1,431	1.54	Vérifiée

L'excentricité n'étant pas vérifiée dans le sens Y-Y pour l'entre sol et le RDC, nous allons donc introduire l'excentricité dans le calcul via le logiciel

V.2.3. Vérification de la participation de la masse modale:

Tableau V.6 : ratio de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,80441	62,3903	0,0003	1,3308	62,3903	0,0003	1,4122
	0,741754	0,0009	63,3783	0,004	62,3911	63,3786	1,4312
3	0,583371	1,6496	0,0044	61,0858	64,0407	63,383	62,5901
4	0,213825	14,4554	0,0445	0,2414	78,496	63,4275	62,8457
5	0,209868	0,3084	2,3604	0,0038	78,8045	65,7879	62,8636
6	0,176992	0,0002	11,7138	0,0474	78,8046	77,5018	62,8855
7	0,16782	0,4128	1,9163	0,3211	79,2175	79,418	63,1614
8	0,167362	0,5122	1,9844	0	79,7296	81,4025	63,2556
9	0,133356	1,006	0,0002	18,579	80,7356	81,4027	81,7208
10	0,092974	6,3348	0	0,44	87,0704	81,4027	82,1854
11	0,079013	0	7,0066	0	87,0704	88,4093	82,1912
12	0,060448	1,9435	0	5,8189	89,014	88,4093	87,8879
13	0,053747	2,6501	0	1,917	91,6641	88,4093	89,8333
14	0,048259	0	4,1413	0	91,6641	92,5506	89,8353
15	0,039112	2,6191	0	1,2344	94,2832	92,5506	91,0675

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode 14.

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 62,3903% et le suivant est une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 63,3783%.

V.2.4 : Vérification des déplacements:

Chapitre V : Modélisation et vérifications

Vérification des déplacements inter-étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} [\text{Art4. 4. 3}] \text{ du RPA99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Tableau V.7 : Déplacements inter-étages dans le sens X-X

Story	Diaphragm	Load	δ_{Kx}	Δ_{Kx}	1%ht	observation
9	D11	EX	0,0664	0,0068	0.0306	C.V
8	D10	EX	0,0596	0,0068	0.0306	C.V
7	D9	EX	0,0528	0,0076	0.0306	C.V
6	D8	EX	0,0452	0,008	0.0306	C.V
5	D7	EX	0,0372	0,0076	0.0306	C.V
4	D6	EX	0,0296	0,0076	0.0306	C.V
3	D5	EX	0,022	0,0068	0.0306	C.V
2	D4	EX	0,0152	0,0064	0.0306	C.V
1	D3	EX	0,0088	0,0048	0.0306	C.V
RDC	D2	EX	0,004	0,0032	0.0306	C.V
Entre sol	D1	EX	0,0008	0,0008	0.0306	C.V

Tableau V.8 : Déplacements inter-étages dans le sens Y-Y

Story	Diaphragm	Load	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	1%ht	observation
9	D11	EY	0,0596	0,006	0.0306	C.V
8	D10	EY	0,0536	0,0068	0.0306	C.V
7	D9	EY	0,0468	0,0068	0.0306	C.V
6	D8	EY	0,04	0,0068	0.0306	C.V
5	D7	EY	0,0332	0,0072	0.0306	C.V
4	D6	EY	0,026	0,0064	0.0306	C.V
3	D5	EY	0,0196	0,006	0.0306	C.V
2	D4	EY	0,0136	0,0056	0.0306	C.V
1	D3	EY	0,008	0,0044	0.0306	C.V
RDC	D2	EY	0,0036	0,0028	0.0306	C.V
Entre sol	D1	EY	0,0004	0,0004	0.0306	C.V

Vérification du déplacement total de la structure

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

Chapitre V : Modélisation et vérifications

$$\delta_{max} \leq \frac{ht}{500} = \frac{34.68}{500} = 0.069$$

Sens X-X $\delta_{max} \times R = 0,0166 \times 4 = 0.0664$ C.V
 Sens Y-Y $\delta_{max} \times R = 0,0149 \times 4 = 0.0596$ C.V

V.2.5 : Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P-delta

niveau	P	ht	Sens x			Sens y		
			Vx	Δkx	θ_x	Vy	Δky	θ_y
9	5001,04	3.06	587,43	0,0068	0,0189	611,32	0,006	0,0160
8	9583,55	3.06	997,66	0,0068	0,0213	1058,32	0,0068	0,0201
7	14156,89	3.06	1323,28	0,0076	0,0266	1408,36	0,0068	0,0223
6	18850,71	3.06	1607,78	0,008	0,0307	1717,33	0,0068	0,0244
5	23544,53	3.06	1853,91	0,0076	0,0315	1979,83	0,0072	0,0280
4	28238,35	3.06	2062,17	0,0076	0,0340	2197,74	0,0064	0,0269
3	33068,73	3.06	2236,79	0,0068	0,0329	2382,1	0,006	0,0272
2	37899,1	3.06	2379,29	0,0064	0,0333	2527,16	0,0056	0,0274
1	42729,48	3.06	2489,11	0,0048	0,0269	2645,81	0,0044	0,0232
rdc	47712,47	3.06	2573,87	0,0032	0,0194	2743,64	0,0028	0,0159
esol	55199,45	4.08	2635,67	0,0008	0,0041	2797,69	0,0008	0,0039

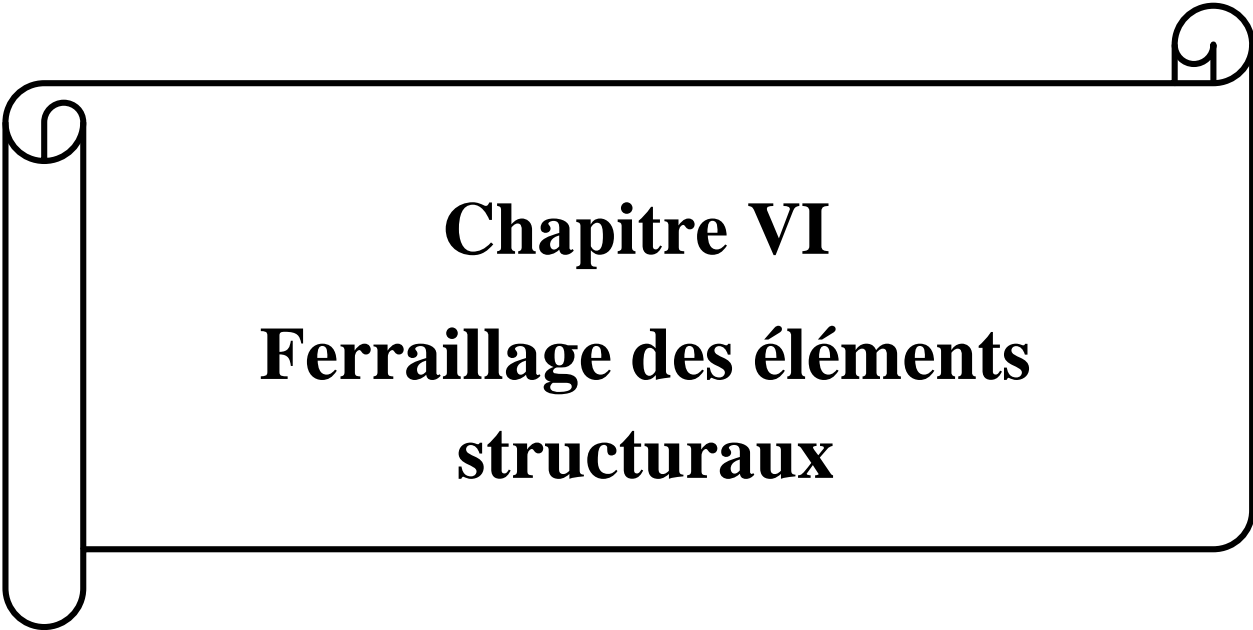
L'effet P-delta est donc négligeable

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3^{ème} mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,

Chapitre V : Modélisation et vérifications

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.



Chapitre VI
Ferraillage des éléments
structuraux

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

VI.1POTEAUX :

VI.1.1Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui reprennent les charges transmises par les poutre et les transmettent à leur tour aux fondations

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structuresontcitées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.1.caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe[Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VI.1.2 Ferraillage

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal N_{max} Moment correspondant
- ✓ Effort normal minimal N_{min} Moment correspondant
- ✓ Moment maximal M_{max} Effort normal correspondant

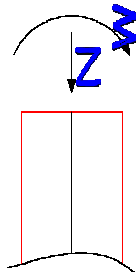


Figure VI.1.1 section soumise à la flexion composée

➤ Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable)

VI.1.3 Recommandation du RPA 99/Version 2003 (art7.4.2):

a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de $A_{min}=0.8\%$ de la section du poteau.

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8 \% \times b \times h$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
50x50	20	150	100
45x45	16.2	121.5	81
40x40	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	49
(25x25)	5	37.5	25

- ✓ Selon le RPA99/2003 :

-Le diamètre minimal est de 12[mm].

-En zone IIa.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40 Ø.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25[cm].

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales A_t :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{p_a V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

p_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$p_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3, 3 du BAEL91/99) :

$l_f = 0.7 l_0$; l_0 : c'est la hauteur du poteau

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

En zone courante :

$$S_t \geq 15 \varnothing l \text{ en zone IIa}$$

Avec $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3 \% \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \longrightarrow \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow \text{interpolé entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t$ minimal.

VI.1.4 Méthode de calcul d'armatures longitudinales :

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \text{ Alors la section est partiellement comprimée}$$

b) Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} (A)$$

Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right)$ moment fictif \longrightarrow

➤ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \text{ Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée. (SDA)

$$\mu_1 = 0.392 \text{ et } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{La section réelle est donnée par : } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}, \quad A_{sc} = 0$$

$$\text{Si : } A_s \text{ est négative : } A_s \geq \max \{ bh/1000 ; 0.23 b h f_{t28} / f_e \}$$

$$\mu_b > \mu_1 \Rightarrow \Delta M = M_f - M_r$$

Avec M_r : Moment ultime pour une SSA. $M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$A_{stf} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d c' \sigma_s}; \quad A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [Mpa]} \text{ Avec}$$

$$\text{La section réelle d'armature : } A_{sc} = A_{scf}; \quad A_{sc} = A_{scf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$$

➤ Si l'inégalité (a) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} (b)$$

Chapitre VI : 1-Ferrailage des Poteaux

- Si l'inégalité (b) est vérifiée, les armatures sont donc :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \text{ et } A_{sc2} = \frac{N_u - bxhx f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

- Si l'inégalité (b) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_{sc1} = \frac{N_u - 100\Psi bxhx f_{bc}}{100\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures la section est entièrement tendue

$$\text{La section d'armatures supérieures : } A_{st1} = \frac{N \times a}{\sigma_{st}(d - c')}, a = 0.5h - c - e_u$$

$$\text{La section d'armatures inférieures : } A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

Exemple de calcul

Pour les poteaux 50x50

$$N_{\max} = 2287.15 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 8.916 \text{ kN.m}$$

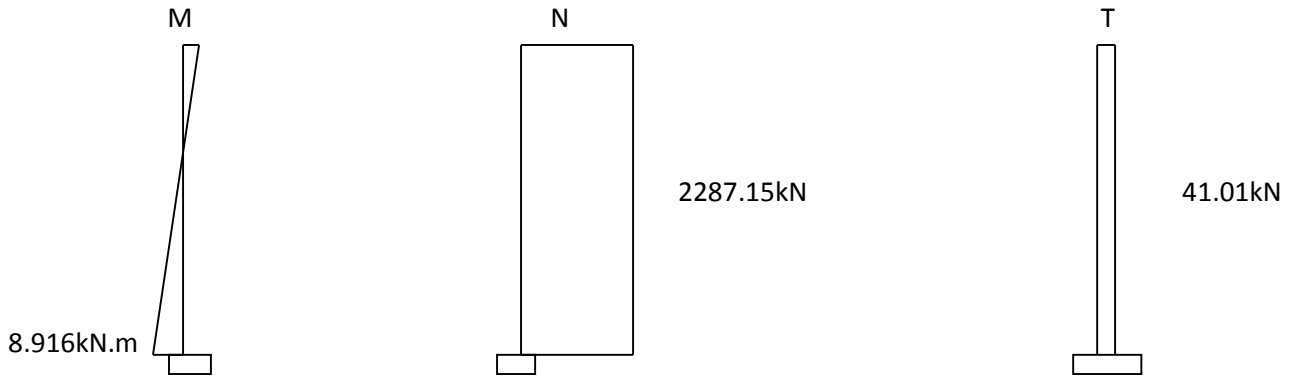


Figure VI.1.2 diagrammes des efforts

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_{\text{cor}}}{N_{\max}} = \frac{8.916}{2287.15} = 0.004 \text{ m} = 0.4 \text{ cm} < \left(\frac{50}{2} - 2 \right) = 23 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée SEC

- Calcul de : $(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

- Calcul du moment fictif

$$M_f = 8.916 + 2287.15 \left(\frac{0.5}{2} - 0.02 \right) = 534.96 \text{ kN.m}$$

$$(0.48 - 0.02)2287.15 - 534.96 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.5} \right) 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$\longrightarrow 517.129 < 540.66$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{534.96 \times 10^6}{500 \times 480^2 \times 14.2} = 0.327 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.794$$

- Calcul de la section d'acier

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{534.96 \times 10^6}{0.794 \times 480 \times 348} = 4033.48 \text{mm}^2$$

$$A_{st} = 4033.48 - \frac{2287.15 \times 10^3}{348} = -2538.8 \text{mm}^2 = -28.38 \text{cm}^2$$

As est négative donc $A_s \geq \max \{ bh/1000 ; 0.23bh f_{t28}/f_e \} \rightarrow A_s = 3.02 \text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.3.Efforts et sections d'aciers calculées

Section (cm ²)	Effort normal(kN)	Moment (kN.m)	Combinaison de charges	obs	As(cm ²)	As'(cm ²)
(50X50)	N _{max} =-2287,15	M _{cor} =8.916	ELU	SEC	3.02	0
	N _{min} =1063,82	M _{cor} =6,465	0.8GEy	SET	13.65	12.95
	N _{cor} =-1251,33	M _{max} =68.09	GQEx	SEC	0	0
(45x45)	N _{max} =-1797,21	M _{cor} =20,316	ELU	SEC	0	0
	N _{min} =695,19	M _{cor} =3.217	0.8GEy	SET	8.86	8.52
	N _{cor} =-875.14	M _{max} =83,732	GQEx	SEC	0	0
(40x40)	N _{max} =-1145.31	M _{cor} =15.16	ELU	SEC	0	0
	N _{min} =176.45	M _{cor} =3.346	0.8GEy	SET	2.39	2.02
	N _{cor} =-472.3	M _{max} =82.904	GQEx	SEC	0	0
(35x35)	N _{max} =-551,39	M _{cor} =9.12	ELU	SEC	0	0
	N _{min} =126.7	M _{cor} =0.459	0.8GEy	SET	1.61	1.56
	N _{cor} =-118.6	M _{max} =69.405	GQEx	SPC	2.19	0
(25x25)	N _{max} =-186.73	M _{cor} =0.383	ELU	SEC	0	0
	N _{min} =-6,55	M _{cor} =4.503	0.8GEy	SPC	0.41	0
	N _{cor} =-36.53	M _{max} =18.932	GQEx	SPC	1.69	0

Tableau VI.1.4.Ferraillage adopté

niveau	Section	As calculé	As'calculé	Amin	Ferraillage	A adopté
Entre-sol, RDC	50x50	13.65	12.95	20	4HA20+4HA16	20.61
Etage 1,2,3	45x45	8.86	8.52	16.2	4HA20+4HA16	20.61
Etage 4,5,6	40x40	2.39	2.02	12.8	4HA16+4HA14	14.2
Etage 7,8,9	35x35	1.61	1.56	9.8	4HA14+4HA12	10.68
Patio	25x25	1.69	0	5	8HA12	9.05

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

VI.1.4.1. Vérification au cisaillement : (Art7.4.3.2 RPA99/2003)

A) Détermination des armatures transversales (art7.4.2.2 RPA99/2003) :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; leur rôle est de reprendre l'effort tranchant et le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$

V_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 du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ sil ' élancement géomé: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ sil ' élancement géomé: } \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Tel que : $L_f = 0.7l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

En zone nodale :

$S_t \leq \text{Min}(10 \varnothing_l, 15\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 12\text{cm}$ Nous retiendrons $S_t=10\text{cm}$

En zone courante :

$S_t' \leq 15 \varnothing_l, S_t' \leq 18\text{cm}$ Nous retiendrons $S_t=15\text{cm}$

Avec : $\varnothing_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Calcul de λg et de A_{\min} :

Poteaux 50x50

Entre-sol

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 408}{50} = 5.712 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t_{\min}} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t_{\min}} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25\text{cm}^2$

RDC

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.28 \rightarrow 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : $A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 50 \times 15 = 3.3\text{cm}^2$

Poteaux 45x45

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \rightarrow 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : $A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 45 \times 10 = 1.98\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t_{\min}} = 0.0044 \times 45 \times 15 = 2.97\text{cm}^2$

Poteaux 40x40

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t_{\min}} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t_{\min}} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8\text{cm}^2$

Chapitre VI : 1-Ferrailage des Poteaux

Poteaux 35x35

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{cm}^2$$

Poteaux 25x25

Entre sol

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 408}{25} = 11.42 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 25 \times 10 = 0.75 \text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 25 \times 15 = 1.125 \text{cm}^2$$

Salle machine

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{25} = 8.57 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 25 \times 10 = 0.75 \text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times 25 \times 15 = 1.125 \text{cm}^2$$

Tableau VI.1.5. Armatures transversales

sections	Effort tranchant	Coefficient correcteur ρ_1	A_t zone nodale	A_t zone courante	$A_{t_{\min}}$ zone nodale	$A_{t_{\min}}$ zone courante
50x50	9.65	2.5	0,012	0,018	1,5	2,25
	41.01	3.75	0,077	0,115	2,2	3,3
45x45	68.1	3.75	0,142	0,213	1,98	2,97
40x40	65.76	2.5	0,103	0,154	1,2	1,8
35x35	51.24	2.5	0,092	0,137	1,05	1,57
25x25	1.37	2.5	0,052	0,078	0.75	1.125

D'après le tableau ci-dessus, $A_{t_{\min}} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (Des zones III,IV,V) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : ($4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$) ; et les poteaux (des zones I,II) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : ($4\phi 10 = 3.14 \text{cm}^2$) dans la zone courante. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10\phi_{t_{\min}} = 8 \text{cm}$.

B).Longueur de recouvrement (Art 7.4.2.1 RPA99/2003)

$$L_r = 40 \phi_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48 [\text{cm}]$$

C).Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h = 80 \text{cm}$; tel que : est la hauteur de la poutre

- Au niveau des poteaux : $h' = \max (he/6 ; b_1; h_1; 60 \text{cm})$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

he : hauteur entre nus des poutres

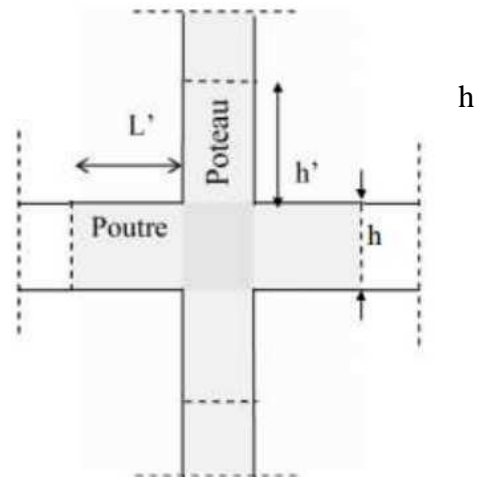


Figure VI.1.3 : Zone nodale

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

Entre-sol,

$$h' = \max (368/6 ; 50; 50; 60cm) = 61.3 \text{ cm}$$

RdC jusqu'à l'étage 9

$$b_1 = h_1 < 50$$

$$h' = \max (266/6 ; b_1; h_1; 60cm) = 60 \text{ cm}$$

D). Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

$$L = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_t 28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

Pour les HA 12 :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ [cm]} \text{ On prend : } L_s = 45 \text{ [cm]}$$

Pour les HA 14 :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ [cm]} \text{ On prend : } L_s = 50 \text{ [cm]}$$

Pour les HA16 :

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ [cm]} \text{ On prend : } L_s = 60 \text{ [cm]}$$

Pour les HA20 :

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ [cm]} \quad \text{On prend : } L_s = 75 \text{ [cm]}$$

Vérification au cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 x d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = 0,075 \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ 0,04 \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ [MPa]}$$

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

Tableau VI.1.6. Vérification au cisaillement

Sections	Niv	Vu(kN)	b	h	ρ_d	τ_b	τ_{bu}	vérification
50X50	Entre sol	9.65	50	50	0.075	0,040	1.875	C.V
	RDC	41.01	50	50	0.04	0,171	1	C.V
45X45	ET1,2,3	68.1	45	45	0.04	0,352	1	C.V
40X40	ET4,5,6	65.76	40	40	0.075	0,433	1.875	C.V
35X35	ET7,8,9	51.24	35	35	0.075	0,444	1.875	C.V
25X25	Patio	1.37	25	25	0.075	0,364	1.875	C.V

Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Tableau VI.1.7. vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	Effort normal(kN)	Moment (kN.m)	Combinaison de charges	e(m)	A _{min} (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)
Zone I (50X50)	N _{max} =1665,09	M _{cor} =6.46	ELS	0.004	7,128	20.61
	N _{min} =165.02	M _{cor} =3.95	ELS	0.024	7,129	20.61
	N _{cor} =1016.06	M _{max} =28.62	ELS	0.028	7,129	20.61
Zone II (45x45)	N _{max} =1308.22	M _{cor} =14.74	ELS	0.011	5,747	20.61
	N _{min} =221.65	M _{cor} =17.24	ELS	0.077	5,750	20.61
	N _{cor} =844.56	M _{max} =38.331	ELS	0.045	5,748	20.61
Zone III (40x40)	N _{max} =833.69	M _{cor} =10.97	ELS	0.013	4,515	14.2
	N _{min} =101.54	M _{cor} =21.26	ELS	0.209	4,522	14.2
	N _{cor} =458.04	M _{max} =40.43	ELS	0.088	4,517	14.2
Zone IV (35x35)	N _{max} =401.62	M _{cor} =6.53	ELS	0.016	3,431	10.68
	N _{min} =15.73	M _{cor} =24.85	ELS	1.58	3,484	10.68
	N _{cor} =114.5	M _{max} =37.02	ELS	0.323	3,441	10.68
Zone (25x25)	N _{max} =135.86	M _{cor} =0.282	ELS	0.002	1,708	9.05
	N _{min} =19.31	M _{cor} =0.954	ELS	0.05	1,709	9.05
	N _{cor} =37.32	M _{max} =10.6	ELS	0.284	1,714	9.05

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adoptée} > A_{min}$ dans tout les cas

VI.1.5.Vérification à l'ELS :

VI.1.5.1Vérification des contraintes à l'ELS

Nous vérifions l'état limite de compression dans béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

Nous vérifierons aussi les contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :** $y_1 = y_2 + l_c$

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 Cp.

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{c} - e_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n.A_u \frac{(d - l_c)}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n.A_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

$n=15$ coefficient d'équivalence acier-béton

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3.u}$$

$$\Delta < 0$$

Si l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_u.(d - y_1)^2 + \bar{A}_u.(y_1 - d)^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2.N_s}{I} . y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée**

nous calculons l'aire de la section homogène totale : $S = b.h + 15.(A_s + A_s')$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A_s.(0.5.h - d') - A_s'.(d - 0.5.h)}{S}$$

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15 \left[A_s' \cdot (0.5.h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5.h - X_G)^2 \right]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{sup} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure.} \\ \text{➤ } \sigma_{inf} &= \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure.} \end{aligned}$$

Exemple de calcul

Poteau 50X50

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6.46}{1665.09} = 0.004 < \frac{h}{6} = 0.08 \rightarrow SEC$$

$$S = 50 \times 50 + 15(20.61 \times 2) = 3118.3 \text{ cm}^2$$

$$15 \times \frac{20.61(25 - 48) - 20.61 \cdot (48 - 25)}{3118.3} \quad X_G = -4.56 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{50.50^3}{12} + 50.50 \cdot (-4.56)^2 + 15 \left[20.61 \cdot (25 - 48 + 4.56)^2 + 20.61 \cdot (48 - 25 + 4.56)^2 \right] \\ &= 912767.13 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1665.09 \times 10^3}{3118.3 \times 10^2} + \frac{1665.09 \times 10^3 (0.004 + 45.6) \times (250 + 45.6)}{912767.13 \times 10^4} = 7.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{1665.09 \times 10^3}{3118.3 \times 10^2} - \frac{1665.09 \times 10^3 (0.004 + 45.6) \times (250 + 45.6)}{912767.13 \times 10^4} = 2.88 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

Tableau VI.1.8. Vérification des contraintes

Section (cm ²)	Effort normal (kN) (ELS)	Moment (kN.m) (ELS)	Type de section	Béton			Acier		
				$\sigma_{bc\text{inf}}$	$\sigma_{bc\text{sup}}$	σ_{bc}	$\sigma_{st\text{ inf}}$	$\sigma_{st\text{ sup}}$	σ_{st}
(50X50)	$N_{\text{max}}=1665,09$	$M_{\text{cor}}=6.46$	SEC	2.88	7.8	15	77.5	82.7	348
	$N_{\text{min}}=165.02$	$M_{\text{cor}}=3.95$	SEC	0.41	0.65		6.33	9.55	
	$N_{\text{cor}}=1016.06$	$M_{\text{max}}=28.62$	SEC	2.41	4.1		37.2	60.5	
(45x45)	$N_{\text{max}}=1308.22$	$M_{\text{cor}}=14.74$	SEC	4.5	5.66		68.3	84.1	
	$N_{\text{min}}=221.65$	$M_{\text{cor}}=17.24$	SEC	0.18	1.54		3.66	22.2	
	$N_{\text{cor}}=844.56$	$M_{\text{max}}=38.331$	SEC	1.77	4.78		28.6	69.8	
(40x40)	$N_{\text{max}}=833.69$	$M_{\text{cor}}=10.97$	SEC	3.49	4.74		53.3	70.2	
	$N_{\text{min}}=101.54$	$M_{\text{cor}}=21.26$	SPC	0	1.85		-16.2	25.4	
	$N_{\text{cor}}=458.04$	$M_{\text{max}}=40.43$	SEC	0	4.56		2.84	65	
(35x35)	$N_{\text{max}}=401.62$	$M_{\text{cor}}=6.53$	SEC	2.03	3.16		31.5	46.5	
	$N_{\text{min}}=15.73$	$M_{\text{cor}}=24.85$	SPC	0	2.68		-71	33.4	
	$N_{\text{cor}}=114.5$	$M_{\text{max}}=37.02$	SPC	0	4.51		-71.1	59.3	
(25x25)	$N_{\text{max}}=135.86$	$M_{\text{cor}}=0.282$	SEC	1.61	1.74		24.3	26	
	$N_{\text{min}}=19.31$	$M_{\text{cor}}=0.954$	SEC	0.01	0.46		0.74	0.46	
	$N_{\text{cor}}=37.32$	$M_{\text{max}}=10.6$	SPC	0	3.44		-57.5	42.1	

Chapitre VI : 1-Ferraillage des Poteaux

Conclusion

Le ferraillage sera donc c

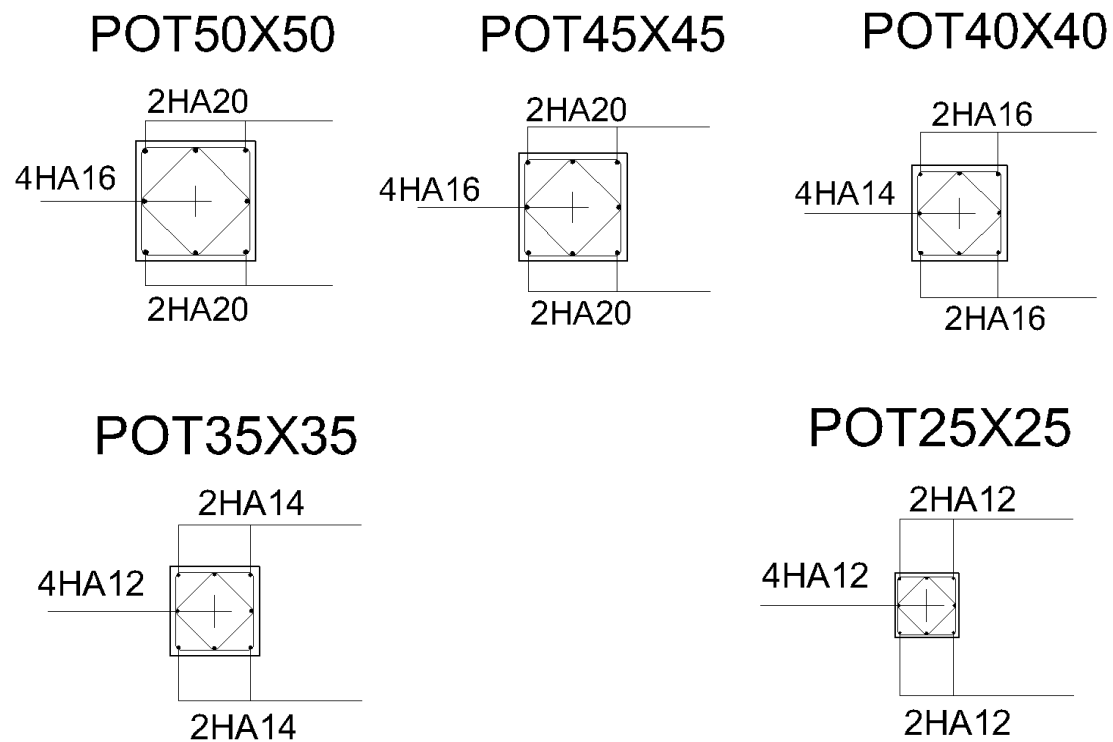


Figure VI.1.4 Ferraillage des poteaux

VI.2. Les poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

➤ Les combinaisons de calcul :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- Accidentelles ($G+Q+E$ et $0.8G+E$) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELU et à l'ELS

VI.2.2. Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :

a) Armatures longitudinales :

➤ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

- En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.

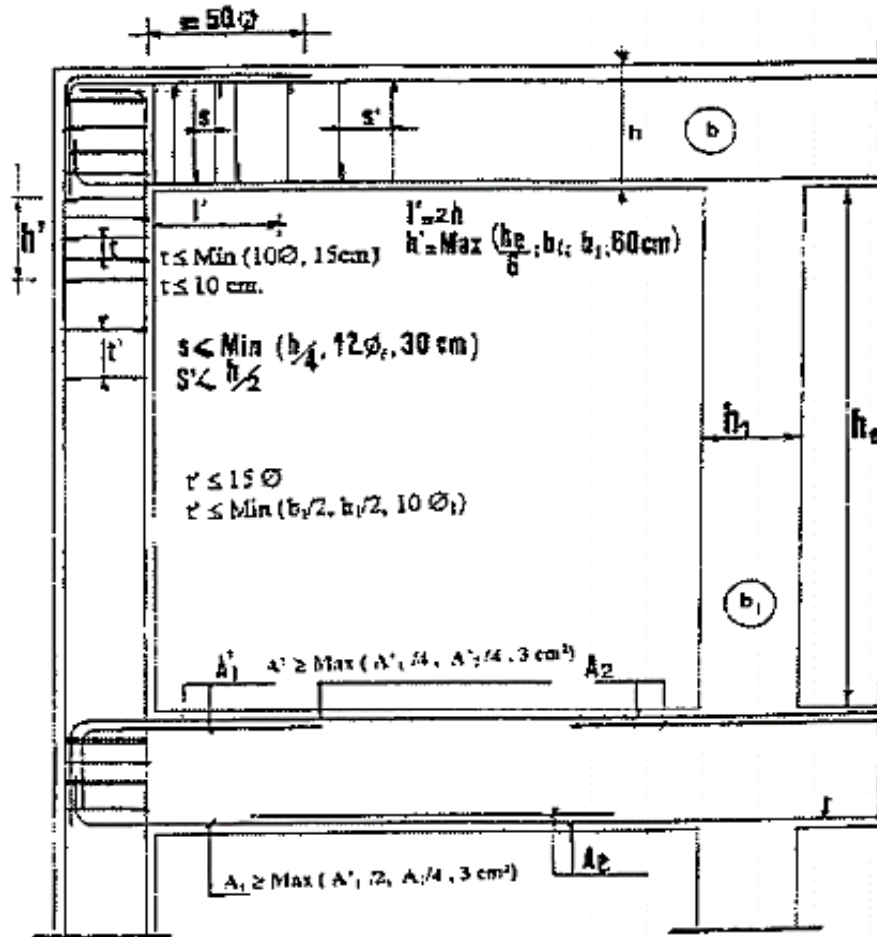
- En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud conformément à la figure V-1 :



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodal,



2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Figure VI.2-1 : Disposition constructive des portiques

b) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l, 30\text{cm}\right)$$

en zone nodale et en travée si les armatures comprimées

sont nécessaires.

$$s_t \leq \frac{h}{2}$$

en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- ϕ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3.Ferraillage des poutres a l'ELU :

VII.2.3.1.Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

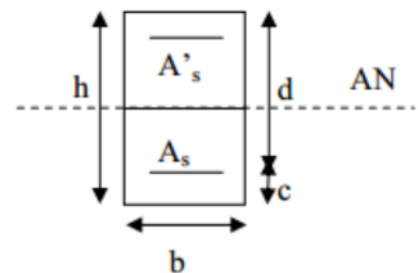


Figure VI.2.2 : section d'une poutre

A)Etapes de calcul de ferraillage :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

Mu : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{\gamma_b} \text{ (Art BAEL B66).}$$

Pour les Fe400 nous avons :

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

$\gamma_b = 1.15$ (situation accidentelle)

Le moment réduit limite $\mu_l = 0.392$ pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée.

1er cas : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus $A_{sc} = 0$, alors :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

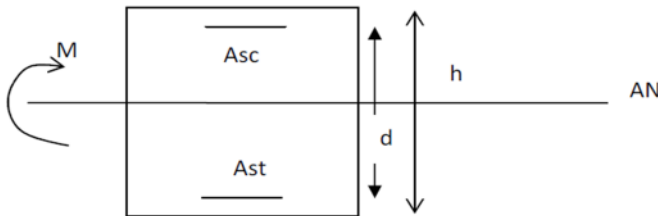


Figure VI.2.3 Disposition des armatures pour une SSA

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

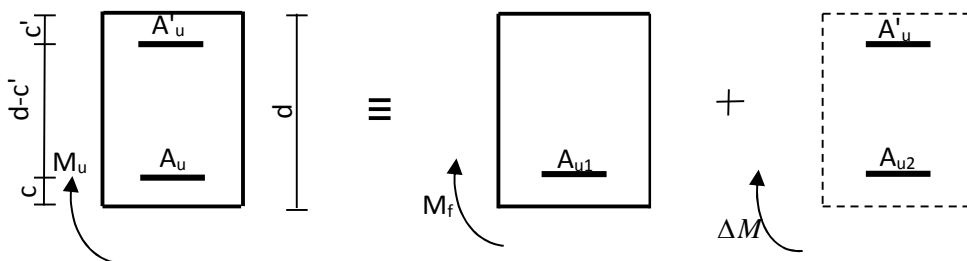


Figure VI.2.4 Disposition des armatures pour une SDA

A_u : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

A'_u : La section supérieure la plus comprimée.

$$M_u = M_f + \Delta M$$

$$M_f = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc} \text{ et } \Delta M = M_u - M_f$$

$$\begin{cases} A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \\ A'_u = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

B) Calcul du Ferraillage:

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, nous allons ferrailler en prenant en compte le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées ainsi nous calculerons les sections de ferraillage.

Exemple de calcul:

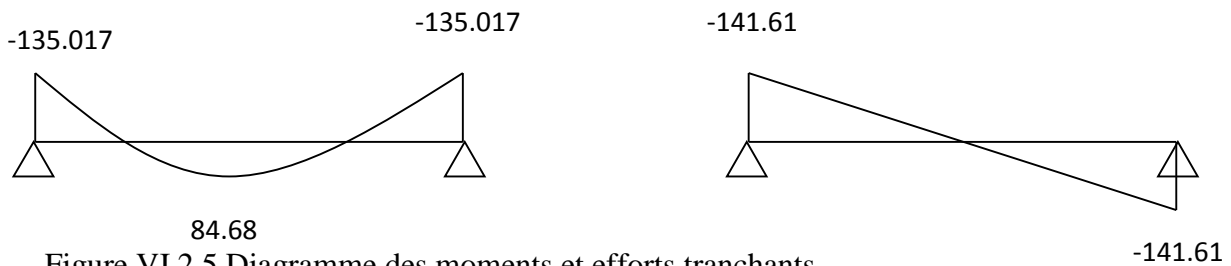


Figure VI.2.5 Diagramme des moments et efforts tranchants

Poutre principale (30x40)

En travée :

$$M_{tmax} = 84.68 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{84.68 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 18.48} = 0.105 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9445$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée (ssa).} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{84.68 \times 10^6}{0.9445 \times 380 \times 400 \times 10^2} = 5.89 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_{tmax} = 135,017 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{135,017 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 18.48} = 0,1687 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.907$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée (ssa).} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{135,017 \times 10^6}{0.907 \times 380 \times 400 \times 10^2} = \text{cm}^2$$

VI.2.3.2. Ferraillage des poutres principales PP:

❖ **Ferraillage en travée et en appuis.**

Tableau VI.2-1: Ferraillage des poutres principales en travée et en appuis.

Nature	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	A _{min} /2	A _s (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
En travée	84.68	0.105	SSA	3	5.89	3HA14+3HA12	8.01
En appuis	135,017	0,1687	SSA	3	8,959	3HA14+3HA14	9.24

VI.2.3.3 Ferraillage des poutres secondaires PS:

❖ **Ferraillage en travée et en appuis :**

Tableau VI.2-2: Ferraillage des poutres secondaires en travée et en appuis.

Nature	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	A _{min} /2	A _s (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
En travée	29.78	0.48	SSA	3	2.31	3HA12	3.39
En appuis	55.13	0.066	SSA	3	3.62	3HA12+1HA12	4.52

VI.2.4 Vérifications à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 40 \times 2,1 / 400 = 1.449 [\text{cm}^2]$$

Pour les poutres principales et secondaires (30 × 45) : A_{min} = 1.449 cm².

- Poutres principales :

- En travée: $A_t = 8.01 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée
- Aux appuis : $A_a = 9.24 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

- poutres secondaires :

- En travée: $A_t = 3.39 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée..

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les

Sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ » ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

Poutres principales (30x40) :

$$\tau_U = \frac{141610}{300 * 380} = 1.24 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires (30x40) :

$$\tau_U = \frac{51300}{300 * 380} = 0.45 \text{ MPa}$$

❖ Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_U = 1.24 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ condition vérifiée

Poutres secondaires : $\tau_U = 0.45 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ condition vérifiée

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art A.5.1.32):

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq T'_u = 0.4 X \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$T_u = 141,61 \text{ kN} < T'_u = 720 \text{ kN} \implies$ condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :

$T_u = 51.3 \text{ KN} < T'_u = 720 \text{ kN} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99) :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u \times d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appui (cote travée) et y ancrer une section d'armatures supérieure à :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales PP :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(141,61 - \frac{13501,7}{0.9 \times 38} \right) = -253.176 < 0$$

- Poutres secondaires PS :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(51.3 - \frac{5513}{0.9 \times 38} \right) = -109.89 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton:

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérence.

- Poutres principales PP :

Aux appuis : 3HA14+3HA14

$$\sum u_i = \pi \times 3 \times 2 \times 14 = 263.76 [\text{mm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{135.017 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263.76} = 1.496 \text{ MPa} \leq \tau'_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

En travées : 3HA14+3HA12

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

$$\sum u_i = \pi \times (3 \times 12 + 3 \times 14) = 244.92 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{84.68 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 244.92} = 1.01 \text{ MPa} \leq \tau'_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ Poutres secondaires PS :

Aux appuis : 4HA12

$$\sum u_i = \pi \times 4 \times 12 = 150.72 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.13 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 150.72} = 1.069 \text{ MPa} \leq \tau'_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées.}$$

En travées : 3HA10

$$\sum u_i = \pi \times 3 \times 12 = 113.04 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.78 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 113.04} = 0.77 \text{ MPa} \leq \tau'_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées.}$$

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 :

$$\tau'_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{-Pour } \emptyset 12 : l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \emptyset 14 : l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835} = 49.382 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers H.A.

-Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16.9312 \text{ cm}$.

-Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.7528 \text{ cm}$.

Calcul des armatures transversales :

➤ Calcul des espacements S_t

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- Sur appuis : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30)$

Poutres principales : $S_t = \min(10 ; 16.8 ; 30) = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t = \min(10 ; 14.4 ; 30) = 10 \text{ cm}$

➡ Donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$ pour les pp et les PS

- En travée : $e \leq h/2 \rightarrow e \leq 20 \text{ cm}$ Soit $e = 20 [\text{cm}]$.

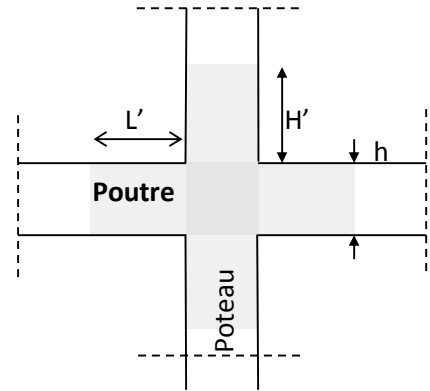


Figure VI.2.6 : Zone nodale

Calcul de A_t (BAEL91/99 A.5.3,12):

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} \quad A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} b_0 S_t$$

Cas des poutres principales :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{141610}{300 * 380} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\text{En appuis :} \quad A_t \geq \frac{1.15(1.24 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} 300 * 100 = 58.4 \text{ mm}^2 = 0.584 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée :} \quad A_t \geq \frac{1.15(1.24 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} 300 * 200 = 116.9 \text{ mm}^2 = 1.169 \text{ cm}^2$$

Cas des poutres secondaires :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{51300}{300 * 380} = 0.45 \text{ MPa} < 0.3f_{t28}$$

Le calcul des armatures transversal n'est pas nécessaire

D) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\text{En appui: } A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 * 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 * 20 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Cas des PS:

$$\text{En appui : } A_{tmin} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{tmin} = 1.8 \text{ cm}^2$$

On considère : $A_t = A_{tmin}$

Cas des PP:

En appui: $A_t = 0.584 \text{ cm}^2 \leq A_t = 0.9 \text{ cm}^2$

En travée: $A_t = 1.169 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1.8 \text{ cm}^2$

On considère : $A_t = A_{t\min}$

$S_t = 10 \text{ cm} : A_t = 10 \text{ HA8} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 20 \text{ cm} : A_t = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

E) Vérification du diamètre des armatures transversales est :

(A.7.22/ BAEL91 modifié 99)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq \min = (11,43 \text{ mm}, 10 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Condition vérifiée.

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

Poteau S-SOL : $H' = \max \{ 61.33 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \} = 61.33 \text{ cm}$

Poteau RDC et étages : b_1 et h_1 sont inférieurs à 50

$H' = \max \{ 44.33 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales et secondaires

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

• **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :**

Conformément au CBA 93 annexe E3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

VI-2-5) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

β_1 et K_1 : sont obtenues à l'aide du coefficient ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS :**

Tableau VI.2-3: vérification des poutres principales en travée et en appuis.

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	43.308	8.01	0.667	0.88	26.87	161.68	6.01	CV
Appuis	97.47	9.24	0.77	0.872	23.76	318.34	13.4	CV

• **Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS :**

Tableau VI.2-4: vérification des poutres secondaires en travée et en appuis.

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	21.711	3.39	0.282	0.916	44.52	184	4.13	CV
Appuis	35.59	4.52	0.396	0.903	36.65	229.46	6.26	CV

d) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

-Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

a) Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4.65}{500} = 0.0093\text{m}$$

La flèche retirée par ETABS : est f=0.001m

$$f = 0.001\text{m} < \bar{f} = 0.0093\text{m} \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Sens de la poutre secondaire :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4.55}{500} = 0.0091\text{m}$$

La flèche retirée par ETABS est : f=0.000356m

$$f = 0.000356\text{m} < \bar{f} = 0.0091\text{m} \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

VI-3) Poutre palière et poutre de chaînage :

➤ **VI-3-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :**

- **Armatures longitudinales :**

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutre de chaînage : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$
- Poutre palière : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres de chaînage : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.
- Poutres palière : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres de chaînage : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$.
- Poutres palière : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$.

VI-3-2) Ferraillage des poutres de chaînage et palières :

- **Poutres de chaînage :**

Tableau VI.2-5: Ferraillage des poutres de chaînage en travée et en appuis.

	M	μ	obs	Acal	Amin/2	Aadopt	Choix des barres
Travée	4.04	0.014	SSA	0.41	1.875	2.26	2HA12
appuis	10.085	0.036	ssa	1.05	1.875	2.26	2HA12

- **Poutres palières :**

Tableau VI.2-6: Ferraillage des poutres palières en travée et en appuis.

	M	μ	obs	Acal	Amin	Aadopt	Choix des barres
Travée	4.5	0.016	SSA	0.46	1.875	3.39	3HA12
appuis	32,305	0.116	ssa	3.53	1.875	3.8	2HA12+1HA14

VI-3-3) Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

- a) **Condition de non fragilité** (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

- Pour les poutres de chaînage (25 × 30) : $A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$.

- Pour les poutres palières (25 × 30) : $A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{adopt}} > A_{\min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : T_{max} : effort tranchant max à l'ELU

Pour les poutres de chaînage : $\tau_u = \frac{1040}{250 \times 300} = 0.0138 \text{ MPa}$

Pour les poutres palières : $\tau_u = \frac{16560}{250 \times 300} = 0.2208 \text{ MPa}$

$\tau_{u_{max}} = 0.2208 < 0.3f_{t28} = 0.63 \text{ MPa}$ Donc le calcul d'armature transversal n'est pas nécessaire

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres de chaînage : $\tau_u = 0.0138 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée

Poutres palières : $\tau_u = 0.2208 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq T'_u = 0.4X \frac{0.9.b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres de chaînage :

$T_u = 1.04 \text{ KN} < T'_u = 450 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée

Poutres palières :

$T_u = 16.56 \text{ KN} < T'_u = 450 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :** (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u \times d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appui (cote travée) et y ancrer une section d'armatures supérieur à :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Poutres de chaînage :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(1.04 - \frac{1008.5}{0.9 \times 33} \right) = -32.916 < 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres palières :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(9.58 - \frac{3230.5}{0.9 \times 33} \right) = -99.191 < 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.1, 3/BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérence.

Poutres de chaînage :

en appui : 2HA12

$$\sum u_i = \pi \times 12 \times 2 = 75.36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.04 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 0.054 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

En travée : 2HA12

$$\sum u_i = \pi \times 12 \times 2 = 75.36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 0.051 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

Poutres palières :

en appui : 2HA12+1HA14

$$\sum u_i = \pi \times 12 \times 2 + \pi \times 14 = 119.32 \text{ [mm]}$$

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

$$\tau_{se} = \frac{16.56 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 119.32} = 0.55 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées.}$$

En travée : 3HA12

$$\sum u_i = \pi \times 12 \times 2 = 75.36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 0.504 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées.}$$

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 :

$$\tau'_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{-Pour } \emptyset 12 : l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \emptyset 14 : l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835} = 49.382 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers H.A.

$$\text{-Pour } \emptyset 12 : l_a = 16.9312 \text{ cm.}$$

VI-3-4) armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

➤ Calcul des espacements S_t :

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- Sur appuis : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30) = \min(7 ; 14.4 ; 30)$ Soit $S_t = 7$ [cm]

Poutres de chaînage : $S_t = \min(7.5 ; 14.4 ; 30) = 7$ cm

Poutres palières : $S_t = \min(7.5 ; 14.4 ; 30) = 7$ cm

En travée : $e \leq h/2 \rightarrow e \leq 15$ cm Soit $e = 15$ [cm].

➤ Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

Poutres de chaînages : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm

Poutres palières : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times St \times b$$

En appui: $A_{tmin} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2$ on aura $A_{adopté} = \text{cm}^2$

En travée: $A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$ on aura $A_{adopté} = 6\text{HA}8 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm

VI-3-5) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2-Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

β_1 et K_1 : sont obtenues à l'aide du coefficient ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Chapitre VI : 2-Ferraillage des poutres

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.7 : Vérification du ferraillage des poutres de chaînage à l'ELS :

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st(adopté)} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	2.97	2.26	0.322	0.911	41.34	51.52	1.24	CV
Appuis	5.6	2.26	0.322	0.911	41.34	97.14	2.35	CV

Tableau VI.2.8 : Vérification du ferraillage des poutres palières à l'ELS :

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st(adopté)} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	3.26	3.39	0.482	0.896	32.62	39.75	1.21	CV
Appuis	7.33	3.8	0.542	0.890	30.45	77.4	2.54	CV

3. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Calcul de la flèche :

Les règles (**Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Avec : h = 30 cm hauteur totale,
L = 3.6 m portée entre nus d'appuis,
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ M_t : moment maximum en travée,
M₀ : valeur maximum du moment isostatique,
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} A$: section des armatures,
b : longueur de la section,
h : hauteur utile de la section droite.

Résumé des résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2.9 : conditions de l'état limite de déformation

	Poutres de chaînages	Poutres palières	Observations
$h/l \geq 1/16$	$0.083 \geq 0.0625$	$0.083 \geq 0.0625$	CV
$h/l \geq M_t / 10M_0$	$0.083 \geq 0.045$	$0.083 \geq 0.076$	CV
$A / bd \leq 4.2/f_e$	$0.006 \leq 0.01$	$0.006 \leq 0.01$	CV

a) la poutre de chaînage :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{3.6}{500} = 0.0072m$$

La flèche donnée par ETABS : est $f=0.0001cm$

$$f=0.0001cm < \bar{f} = 0.0072cm \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) la poutre palière :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{3.6}{500} = 0.0072m$$

La flèche donnée par ETABS : est $f=0.0000273cm$

$$f=0.0000273cm < \bar{f} = 0.0072cm \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

Résumé du ferraillage :

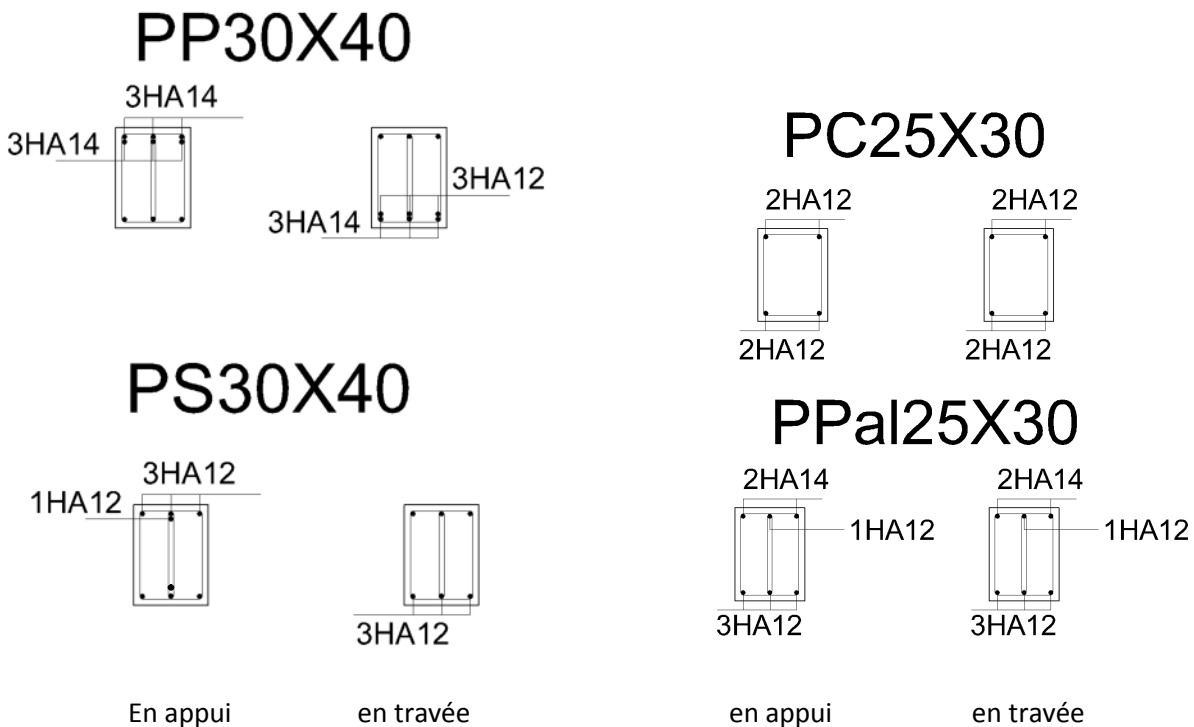


Figure VI.2.7 : Schémas de Ferraillage

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

VI.3 VOILES :

VI.3.1 Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons répartir les voiles en 4 zones que nous allons ferrailler séparément à fin d'obtenir des armatures optimales

Zone I : Entre sol, RDC

Zone II : ET1, ET2, ET3

Zone III : ET4, ET5, ET6

Zone IV : ET7, ET8, ET9

VI.3.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{à l'ELU} \\ G+Q \quad \quad \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right\} \text{ B A E L 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ \text{RPA 99 / version 2003} \\ G + Q \pm E \end{array} \right\}$$

VI.3.3.Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \text{ Avec } \mathbf{B} : \text{section du béton } \mathbf{I} : \text{moment d'inertie}$$

$$\mathbf{V} \text{ et } \mathbf{V}' : \text{bras de levier } V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

$$L_c : \text{la longueur de la zone comprimée} : L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t : \text{la longueur de la zone tendue} : L_t = L - L_c$$

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

Nous allons diviser la zone tendue en tronçon $d'=50$ cm pour obtenir un ferraillage plus adéquat

VI.3.4.détermination des armatures

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.3.4.1 : Calcul des sections d'armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d' \times e$$

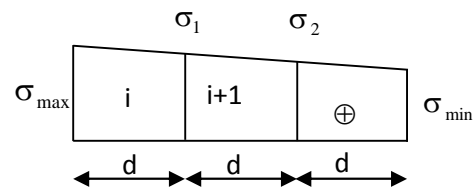
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$$

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_{s2}} \times d' \times e$$

B : section du voile

e : épaisseur du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰



b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d' \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier

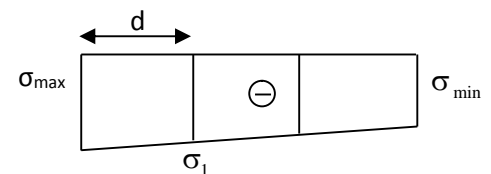
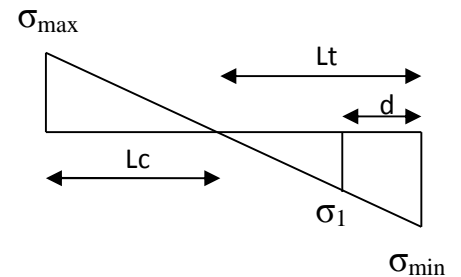
c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d' \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$$

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰



VI.3.4.2. Armatures minimales : (Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99)

a) Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2\% B \leq A_t = \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\% B$$

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bt f_{t28}}{f_e}; 0.2\% Bt \right\}$$

b) Section entièrement tendue:

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\}$$

Avec B : section du béton tendue B = d × e

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

VI.3.4.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10∅ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4} \quad \text{Avec :} \quad A_H : \text{section d'armatures horizontales}$$

A_V : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

D'après le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile. % 0,15B ≥ A_H

En zone courante. % 0,10 B ≥ A_H

VI.3.4.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.4.5. Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : T = 1.4 × V_u

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.5. Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI.3.5.1. Dispositions constructives :

a). Espacement :

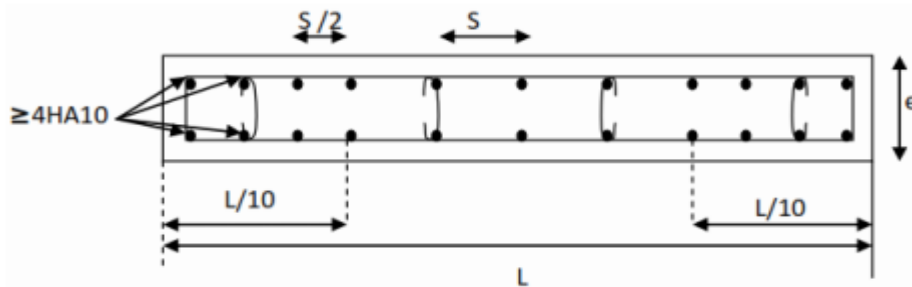
D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm



b). Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

-40 ϕ pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c). Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VI.3.6. Vérification l'ELS

a). Contrainte limite de béton.

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q \quad \sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

b). Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

(Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: $\text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$ Fissuration est peu préjudiciable

C). Exemple de calcul :

Nous allons calculer les armatures des voiles P5, P11 et P6, P12 en Zone I
 $B = 0.5 \text{ m}^2$

$$I_y = \frac{eL^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.5^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

$$V = L/2 = 1.25 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{max} = 12565.04 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -7241.92 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{SPC}$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 1.59 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.5 - 1.58 = 0.91 \text{ m}$$

C.1. Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d')} \left\{ \begin{array}{l} \longrightarrow 3280.52 \text{ KN/m}^2 \\ \longleftarrow \end{array} \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d' \times e = 526.12 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d') \times e = 135.83 \text{ KN}$$

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

C.2. Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{525240}{400} = 1315.1 \text{ mm}^2 = 13.15 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{133770}{400} = 334 \text{ mm}^2 = 3.34 \text{ cm}^2$$

C.3. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B t \right\}$$

$A_{\min(\text{tot})} = 26.25 \text{ cm}^2$ nous aurons donc $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$ pour un tronçon $d' = 50 \text{ cm}$

C.4. Les armatures de couture :

$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 26.26 \text{ cm}^2$ nous aurons donc **5.25 cm²** pour le tronçon d'
et 4.3 cm² pour (Lt-d)

- **Sections d'armatures totales :**

$A_1 = A_{v1} + A_{vj} = (13.13 + 5.25) = 18.37 \text{ cm}^2$ soit 12HA14 = 18.47 cm² en 2 nappes de 6HA14
St = 8 cm

$A_2 = A_{v2} + A_{vj} = 3.34 + 4.3 = 7.64 \text{ cm}^2$ soit 8HA12 = 9.05 cm² en 2 nappes de 4HA12
St = 8 cm

-Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_{(h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_{v1}}{4}; \frac{A_{v2}}{4} \right\} = \text{Max} \{ 4.61 ; 2.26 \}$

$$A_{\min (h)} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 6HA10 = 4.71 cm² esp 15 cm

-Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

C.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{v}{e \times d} = \frac{1.4 \times 682 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 2.122 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : 3-Ferraillage des voiles

$$\tau_b = 2.122 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{682 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 1.516 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.516 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.516 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D).Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{1636.61 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 11.28 \times 10^2} = 3.166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.166 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le reste des résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau : Voiles 1 et 2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1,25	1,28	1,30	1,33
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,25	0,255	0,26	0,265
Solicitation de calcul	T(kN)		279,500	63,870	110,550	15,560
	N _{ser} (kN)		1359,34	1216,91	907,58	506,21
	Vu (kN)		391,300	89,418	154,770	21,784
	σ_{max} (kN/m ²)		13119,715	-143,456	4583,225	2753,146
	σ_{min} (kN/m ²)		10968,835	3312,231	2318,763	1861,826
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,68	0,00	0,86	0,79
	L _t		0,57	1,28	0,44	0,53
	d adopté		0,57	0,50	0,44	0,57
	d2 = L _t - d adopté		/	0,78	/	/
	σ_1		/	1381,250	/	/
	N ₁		625,22	234,67	102,03	106,12
	N ₂		/	107,05	/	/
armatures verticales	A _{v1} (cm ²)		15,63	5,87	2,55	2,65
	A _{v2} /bande (cm ²)		/	2,68	/	/
	A _{vj} (cm ²)		10,76	2,46	4,26	0,60
	A _{vj} /d		4,91	0,96	1,44	0,26
	A'v1		20,54	6,83	3,99	2,91
	A'v2		/	5,14	/	/
armatures minimales	A _{min} (cm ²)		5,99	5,25	4,62	5,99
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		21,55	15,83	11	11
	A'v2 adopté (cm ²)		/	15,83	/	/
	Choix de A (cm ²)	tronçon1	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA10	2x7HA10
	Choix de A (cm ²)	tronçon 2	/	2x7HA12	/	/
	Espacement (cm)	tronçon 1	8	8	8	8
tronçon 2		/	8	/	/	

Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,39	3.96	2.75	2.75
	AH adopté (cm2)		5,65	5.65	3.93	3.93
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication des confection	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,739	0,390	0,661	0,091
	$\bar{\tau}_u = 3,26 Mpa$	τ_u	1,242	0,278	0,472	0,065
	=	σ_{bc}	4,819	4,366	3,282	1,798

Tableau : Voiles 3 et 4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		3,00	3,03	3,05	3,08
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,605	0,61	0,615
Solicitation de calcul	T(kN)		542,780	582,210	501,730	325,460
	N _{ser} (kN)		1325,67	1333,28	984,55	529,85
	Vu (kN)		759,892	815,094	702,422	455,644
	σ_{\max} (kN/m ²)		6384,127	5869,618	4073,732	2097,360
	σ_{\min} (kN/m ²)		3654,093	3380,858	2027,338	892,442
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,91	1,92	2,04	2,16
	L _t		1,09	1,11	1,01	0,92
	d adopté		0,50	0,50	0,50	0,50
	d2 = L _t - d adopté		0,59	0,61	0,51	0,42
	σ_1		1981,057	1851,854	1027,163	406,296
	N ₁		281,76	261,64	152,73	64,94
	N ₂		117,29	112,14	52,74	16,98
armatures verticales	A _{v1} (cm ²)		7,04	6,54	3,82	1,62
	A _{v2} (cm ²)		2,93	2,80	1,32	0,42
	A _{vj} (cm ²)		20,90	22,42	19,32	12,53
	A _{vj} / d'		3,48	3,70	3,17	2,04
	A'v1/ tronçon /		10,53	10,25	6,98	3,66
	A'v2/ tronçon		6,42	6,51	4,49	2,46
armatures minimales	A _{min} / tronçon / (cm ²)		5,25	5,25	5,25	5,25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		11,31	11,31	7,85	7,85
	A'v2 adopté (cm ²)		6,79	6,79	6,79	6,79
	Choix de A (cm ²)	tronçon 1	2X5HA12	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10
	Choix de A (cm ²)	tronçon 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	Espacement (cm)	tronçon 1	10	10	10	10
		tronçon 2	15	15	15	15

Armatures horizontales	AH (cm ²)		2,83	2,83	1,96	1,96
	AH adopté (cm ²)		3.02	3.02	3.02	3.02
	choix de la section		6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,407	1,497	1,279	0,823
	$\bar{\tau}_u = 3,26 Mpa$	τ_u	1,005	1,069	0,914	0,588
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,173	2,144	1,583	0,845

Tableau : Voiles 5, 6, 11 et 12

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	L (m)	2,50	2,55	2,60	2,65	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,5	0,51	0,52	0,53	
Solicitation de calcul	T(kN)	682,000	535,340	84,700	279,970	
	N _{ser} (kN)	1636,61	1603,57	1150,79	616,42	
	Vu (kN)	954,800	749,476	118,580	391,958	
	σ_{\max} (kN/m ²)	12565,040	9673,843	1908,748	2214,200	
	σ_{\min} (kN/m ²)	7241,920	4663,255	1300,325	1702,841	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,59	1,72	1,55	1,50	
	L _t	0,91	0,83	1,05	1,15	
	d adopté	0,50	0,50	0,50	0,50	
	d ₂ = L _t - d adopté	0,41	0,33	0,55	0,65	
	σ_1	3280,528	1852,059	683,195	963,777	
	N ₁	526,12	325,77	99,18	133,33	
	N ₂	135,83	61,01	37,82	62,84	
armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	13,15	8,14	2,48	3,33	
	A _{v2} (cm ²)	3,40	1,53	0,95	1,57	
	A _{vj} (cm ²)	26,26	20,61	3,26	10,78	
	A _{vj} /d'	5,25	4,04	0,63	2,03	
	A'v1	18,40	12,19	3,11	5,37	
	A'v2	8,65	5,57	1,57	3,60	
armatures minimales	A _{min} (cm ²)	5,25	5,25	5,25	5,25	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,47	13,57	9,42	9,42
	A'v2 adopté (cm ²)		9,05	6,28	6,28	6,28
	Choix de A (cm ²)	tronçon 1	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA10	2x6HA10
		tronçon 2	2X4HA12	2X4HA10	2X4HA10	2X4HA10
	Espacement (cm)	tronçon 1	8	8	8	8
		tronçon 2	10	10	10	10

Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,62	4,62	2.36	2.36
	AH adopté (cm ²)		4.71	4.71	3.02	3.02
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA8	6HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2,122	1,633	0,253	0,822
	$\bar{\tau}_u = 3,26 MPa$	τ_u	1,516	1,166	0,181	0,587
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	3,187	3,024	2,155	1,133

Tableau : Voiles 7, 8, 13 et 14

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1,25	1,28	1,30	1,33
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,25	0,255	0,26	0,265
Sollicitation de calcul	T(kN)		279,500	63,870	110,550	15,560
	N_{ser} (kN)		1359,34	1216,91	907,58	506,21
	Vu (kN)		391,300	89,418	154,770	21,784
	σ_{max} (kN/m²)		10544,909	7828,055	5705,763	3179,771
	σ_{min} (kN/m²)		1095,629	133,153	705,609	2362,563
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c		1,13	1,25	1,16	0,76
	L_t		0,12	0,02	0,14	0,56
	d adopté		0,12	0,02	0,44	0,56
	N₁		13,15	0,27	31,05	132,30
armatures verticales	A_{v1}/ tronçon (cm²)		0,33	0,01	0,78	3,31
	A_{vj} (cm²)		10,76	2,46	4,26	0,60
	A_{vj}/d		1,03	0,04	1,44	0,25
	A'v1/ tronçon		1,36	0,05	2,22	3,56
armatures minimales	A_{min}(cm²)/ tronçon		5,25	5,25	5,25	5,25
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		6,79	6,79	6,79	6,79
	Choix de A (cm²)	tronçon 1	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	Espacement (cm)	tronçon 1	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		1,70	1,70	1,70	1,70
	AH adopté (cm²)		3.02	3.02	3.02	3.02
	choix de la section		6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			

Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,739	0,390	0,661	0,091
	$\bar{\tau}_u = 3,26 MPa$	τ_u	1,242	0,278	0,472	0,065
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	5,225	4,589	3,359	1,840

Tableau : Voiles 9 et 10

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	L (m)	4,40	4,45	4,50	4,55
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)	0,88	0,89	0,9	0,91
Solicitation de calcul	T(kN)	821,110	783,590	532,560	291,820
	N_{ser} (kN)	1827,25	1736,61	1243,89	647,65
	Vu (kN)	1149,554	1097,026	745,584	408,548
	σ_{max} (kN/m²)	7379,563	6482,543	3771,410	1626,831
	σ_{min} (kN/m²)	5706,472	4906,319	2123,499	493,116
	σ_s (kN/m²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c	2,48	2,53	2,88	3,49
	L_t	1,92	1,92	1,62	1,06
	d adopté	0,50	0,50	0,50	0,50
	d2	0,50	0,50	0,50	/
	d3	0,50	0,50	/	/
	d4 = L_t -d adopté	0,42	0,42	0,62	0,56
	σ_1	4220,060	3628,631	1468,100	260,155
	σ_2	2734,120	2350,940	812,700	/
	σ_3	1248,180	1073,250	/	/
	N₁	496,33	426,75	179,58	37,66
N₂	347,71	298,98	114,04	14,53	
N₃	199,12	171,21	50,47	/	

	N4	52,26	44,76	/	/	
armatures verticales	A_{v1} (cm²)	12,41	10,67	4,49	0,94	
	A_{v2}(cm²)	8,69	7,47	2,85	0,36	
	A_{v3} (cm²)	4,98	4,28	1,26	/	
	A_{v4} (cm²)	1,31	1,12	/	/	
	A_{vj} (cm²)	31,61	30,17	20,50	11,24	
	A_{vj} / tronçon (cm²)	3,59	3,39	2,28	1,23	
	A'v1	16,00	14,06	6,77	2,18	
	A'v2	12,29	10,86	5,13	1,60	
	A'v3	8,57	7,67	3,54	/	
A'v4	4,90	4,51	/	/		
armatures minimales	A_{min} (cm²)/ tronçon	13,13	13,13	13,13	13,13	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	18.47	18.47	13.57	13.57	
	A'v2 adopté (cm²)	15.39	15.39	15.39	15.39	
	A'v3 adopté (cm²)	15.39	15.39	15.39	/	
	A'v4 adopté (cm²)	15.39	15.39	/	/	
	Choix de A (cm²)	tronçon 1	2x6HA14	2x6HA14	2X6HA12	2X6HA12
	Choix de A (cm²)	tronçon 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	Choix de A (cm²)	tronçon 3	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	/
	Choix de A (cm²)	tronçon 4	2x5HA14	2x5HA14	/	/
	Espacement (cm)	tronçon 1	8	8	8	8
		tronçon 2	10	10	10	10
tronçon 3		10	10	10	/	
tronçon 4		10	10	/	/	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	4,01	4,01	3,39	3,39	
	AH adopté (cm2)	4.71	4.71	4.71	4.71	
	choix de la section	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	

Armatures transversales	Espacement s_t(cm)		15	15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,451	1,370	0,920	0,499
	$\bar{\tau}_u = 3,26 MPa$	τ_u	1,037	0,978	0,657	0,356
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,013	1,892	1,352	0,696

VI.4 Ferraillage des linteaux (Art.7.7.3, RPA99/ version 2003)

VI.4.1) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

avec $z = h - 2d'$ où : h est la hauteur totale du linteau
d' est la distance d'enrobage

b) Aciers transversaux :

b.1) premier sous-cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

on a : $s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Où : s = espacement des cours d'armatures transversales.

At = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

v= effort tranchant dans la section considérée

b.2) deuxième sous-cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

Tel que $V = \min(V1, V2)$

$$V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$ avec $z = h - 2d'$

$V2 = 2V_u(\text{calculé})$

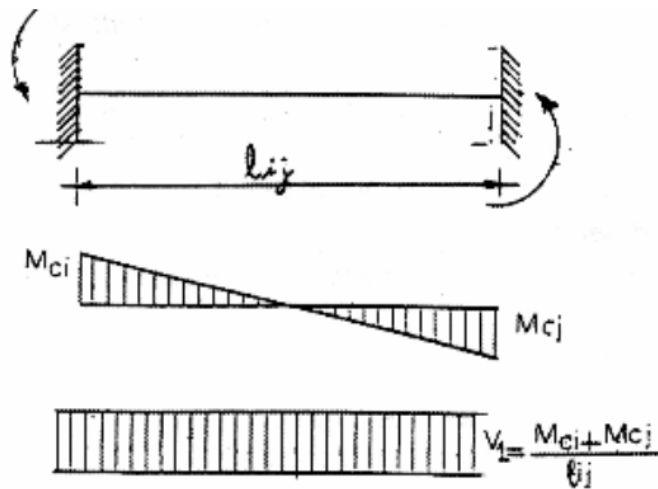


Figure VI.4.1 : schéma statique

VI.4.2)deuxième cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec $\tan \alpha = \frac{h-2 \cdot d'}{l}$

V=Vcalcul

Exemple de calcul :

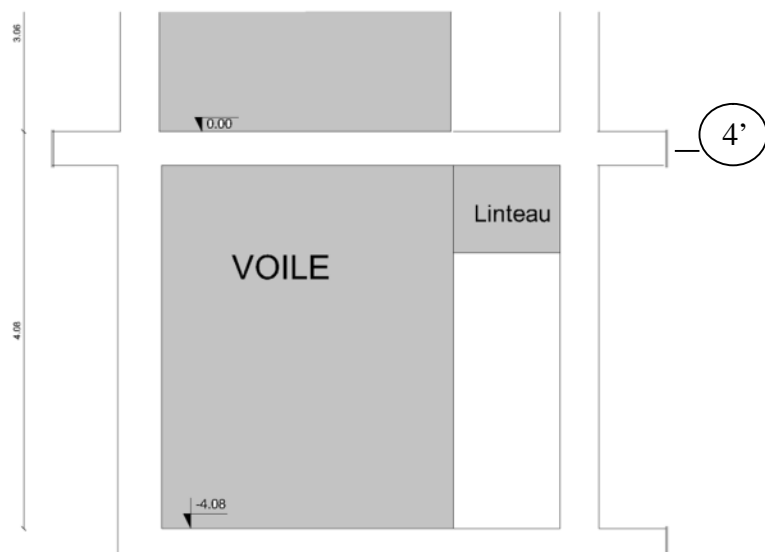


Figure VI.4.2 : Position du linteau

Niveau : Entre sol

L=1.1m ; e=20cm ; Tu=350.09kN.

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \cdot d} = 1.77\text{MPa} > 0.06f_{c28} = 1.5\text{MPa}$$

Nous sommes donc dans le deuxième cas

Calcul des armatures :

- Armatures diagonales :

$$\tan \alpha = \frac{h-2 \cdot d'}{l};$$

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} = \frac{350.09 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 38.3} = 7.06\text{cm}^2$$

$$A_{Dmin} = 0.0015bh = 2.73\text{cm}^2$$

- Armatures longitudinales
Almin=0.0015bh=2.73cm²
- Armatures en partie courante
Acmin=0.002bh=3.64cm²
- Armatures transversales

Chapitre VI : 4-Ferraillage des linteaux

$$St \leq h/4 \rightarrow St = 20\text{cm}$$

$$A_{t\min} = 0.0025bSt = 1\text{cm}^2$$

Tableau VI.4.1. Ferraillage du linteau

Type d'armature	Section adopté	Ferraillage
Ad	8.42	4HA14+2HA12
Al	3.39	3HA12
Ac	4.52	4HA12
At	1.51	3HA8

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = 1.77\text{MPa} < 0.2f_c28 = 5\text{MPa}$$

Le reste des résultats est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.2. Ferraillage des linteaux

Niveau	E-Sol ; RDC		ET1, 2, 3		ET4, 5, 6		ET7, 8, 9	
T	350.9		371.29		334.86		228.18	
τ	1.77		1.83		1.62		1.08	
a	38.3		37.6		37.23		/	
Ad	8.42	4HA14+ 2HA12	8.42	4HA14+ 2HA12	8.42	4HA14+ 2HA12	0	
Al	3.39	3HA12	3.39	3HA12	3.39	3HA12	4.52	4HA12
Ac	4.52	4HA12	4.52	4HA12	4.52	4HA12	4.52	4HA12
At	1.51	3HA8	1.51	3HA8	1.51	3HA8	1.51	3HA8

$\tau_{b\max} = 1.83 < 5\text{MPa}$ Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée pour tous les linteaux

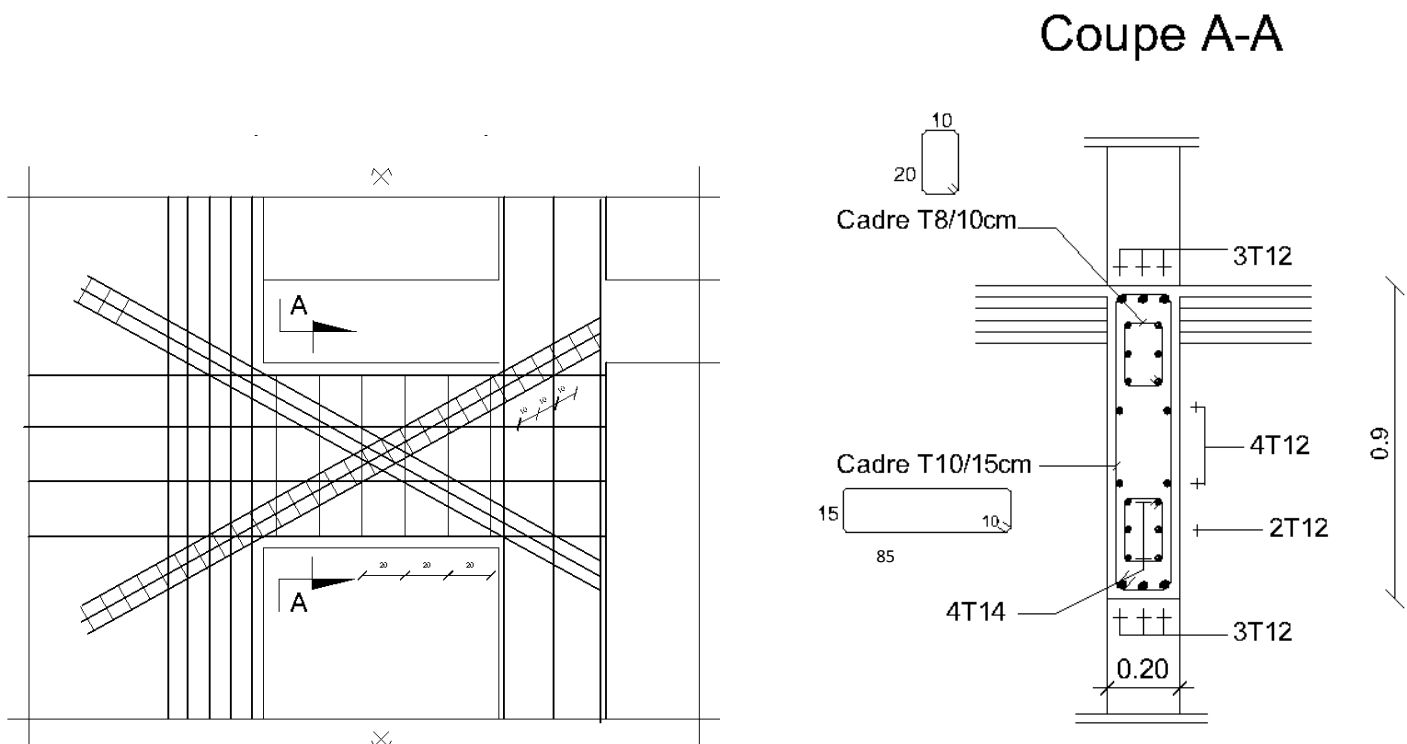
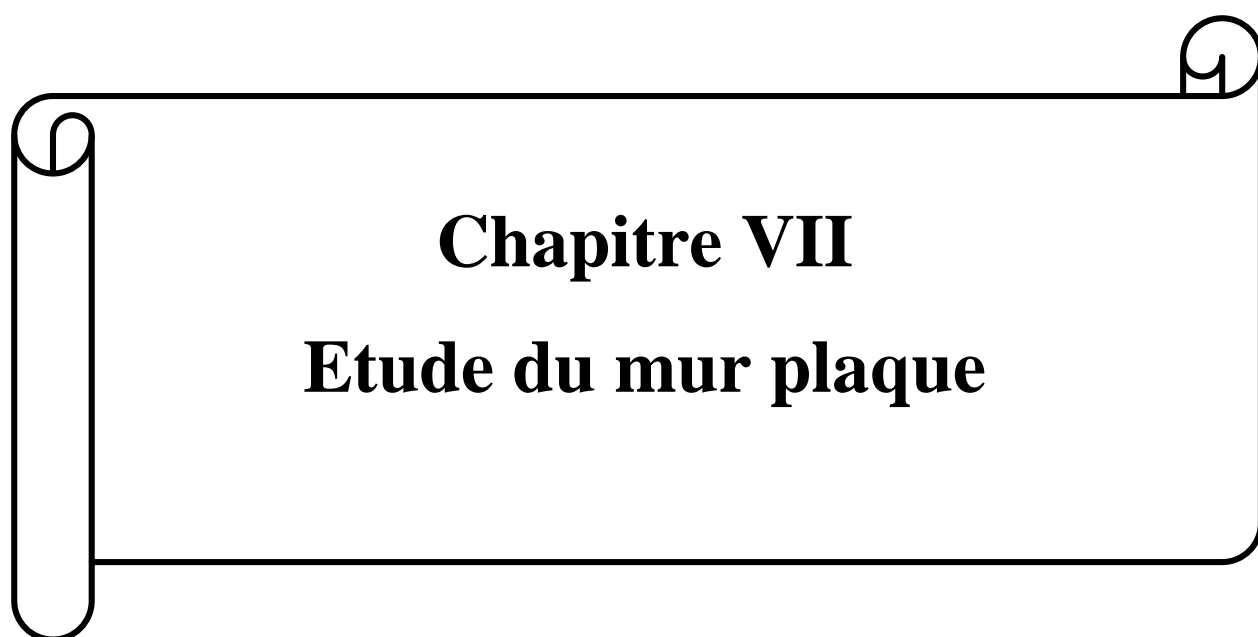


Figure VI.4.3 : Schéma de ferraillage



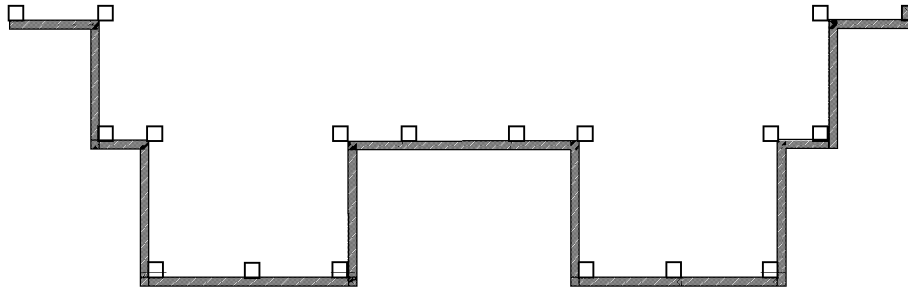
Chapitre VII
Etude du mur plaque

VII. Ferrailage du mur plaque :

VII.1. Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui reprend les pressions latérales provoquées par la poussée des terres autour du bâtiment.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.



VII. 2. Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **30 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2$.

VII .3. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la fondation et simplement appuyée au niveau des planchers.

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos.

Tableau VII.1 : Conclusions du laboratoire

Surcharge éventuelles q	4KN/m²
Poids spécifique γ	18KN/m³
Angle de frottement interne φ	20.15°
Cohésion c	0.16
La contrainte admissible du sol σ	1.6bars

VII.3.1. Détermination des sollicitations :

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q) \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

Notre sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable : $K_0 = 1 - \sin\varphi$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

Chapitre VII : Etude du mur plaque

$$K_0 = 1 - \sin(20.15^\circ) = 0.65$$

- Calcul à ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- Calcul à ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q)$$

σ_H (KN/m ²)	h=0m	h=4.08
E.L.U	3.9	68.34
E.L.S	2.6	50.33

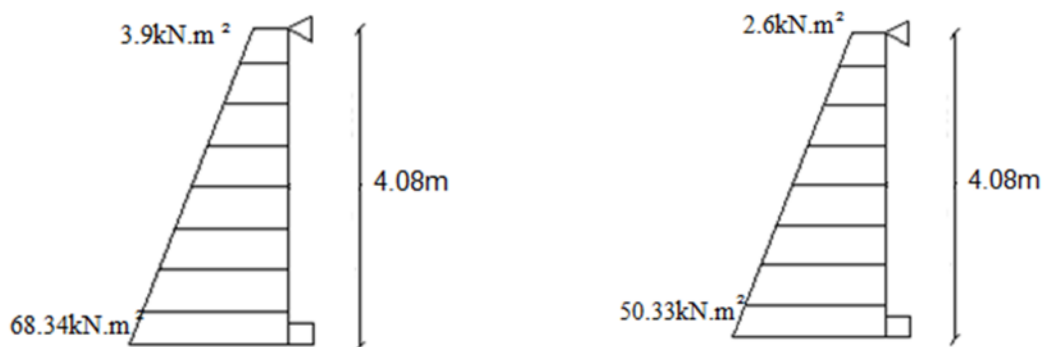


Figure VII.1 : Schéma statique sens z-z

- Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 68.34 + 3.9}{4} = 52.23 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 50.33 + 2.6}{4} = 38.39 \text{ kN/ml}$$

VII.4.Ferrailage du mur plaque :

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

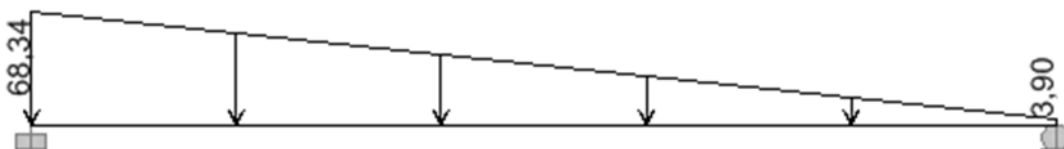


Figure VII.2 : Schéma Statique sur ETABS sens z-z

Chapitre VII : Etude du mur plaque

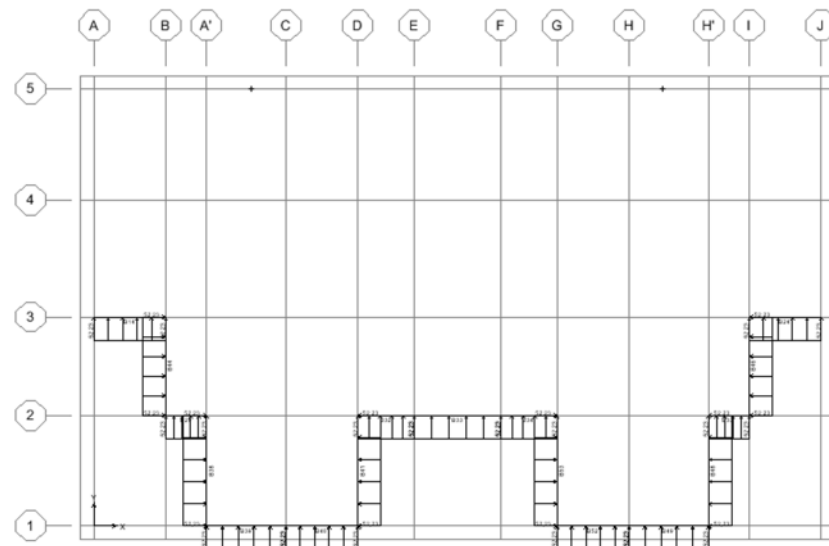
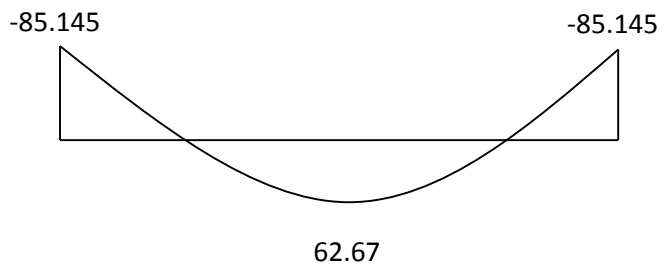


Figure VII.3 : Schéma statique plan x-y



Sens z-z
Sens x-x et y-y

Figure VII.4 : Diagrammes des moments

VII.4.1.Ferraillage a l'ELU :

A) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée

$H=30\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=27\text{cm}$; $c=3\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : ferrailage à l'ELU

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage	S_t
X ;Y	Appuis	85.145	0.082	SSA	0.957	3.26	9.47	10.78	7HA14	14
	Travée	62.67	0.06	SSA	0.969	3.26	6.88	7.92	7HA12	14
Z-Z	Appuis	79.513	0.076	SSA	0.96	3.26	8.81	10.78	7HA14	14
	Travée	36.44	0.035	SSA	0.9825	3.26	3.94	7.92	7HA12	14

Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :
($b=1\text{m}=100\text{cm}$; h : épaisseur du voile = 20cm)
 $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA10.

Espacement des barres : (Art. 7.7.4.3/ RPA.99) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5a$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq 1.5a = 1.5 \times 30 = 45\text{cm}$$

Tous les espacements sont vérifiés

VII.4.2 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 100 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1.6 pour les armatures à haute adhérence
- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; \max(200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

b) Etat limite dans le béton :

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_u}{b \times d}$$

$$\text{D'où la contrainte dans les aciers est : } \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec : } K = \frac{1}{k_1}$$

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Tableau VII.3 : Vérifications de la contrainte dans les aciers

Sens	zone	Ms (KNm)	A _u (cm ²)	ρ	β	k ₁	σ _s (MPa)	σ̄ _s	condition
X ;Y	Appuis	62.58	10.78	0.399	0.903	36.55	238.1	201.63	Non vérifié
	Travée	46.06	7.92	0.293	0.915	43.82	235.4	201.63	Non vérifié
z-z	Appuis	58.29	10.78	0.399	0.903	36.55	221.78	201.63	Non vérifié
	Travée	26.66	7.92	0.293	0.915	43.82	136.25	201.63	vérifié

La contrainte dans les aciers n'étant pas vérifiée nous devons redimensionner les armatures

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \beta d}$$

Tableau VII.4 : Calcul du nouveau ferrailage

Sens	zone	Ms (KNm)	A _s (cm ²)	A _{adopté}	Ferrailage	Espacement
X ;Y	Appuis	62.58	12.73	13.85	9HA14	10
	Travée	46.06	9.24	10.18	9HA12	10
Z-Z	Appuis	58.29	11.85	13.85	9HA14	10
	Travée	26.66	7.92	10.18	9HA12	10

Tableau VII.5 : Vérification après redimensionnement à l'ELS

Sens	zone	Ms (KNm)	A _s (cm ²)	ρ	β	k ₁	σ _s (MPa)	σ̄ _s	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
X ;Y	Appuis	62.58	13.85	0.513	0.8925	31.48	187.5	201.63	5.95	15	observée
	Travée	46.06	10.18	0.377	0.905	37.74	185.16	201.63	4.9	15	observée
Z-Z	Appuis	58.29	13.85	0.399	0.8925	31.48	174.65	201.63	5.55	15	observée
	Travée	26.66	10.18	0.293	0.905	37.74	107.17	201.63	2.84	15	observée

c) Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche.

Sens X-X

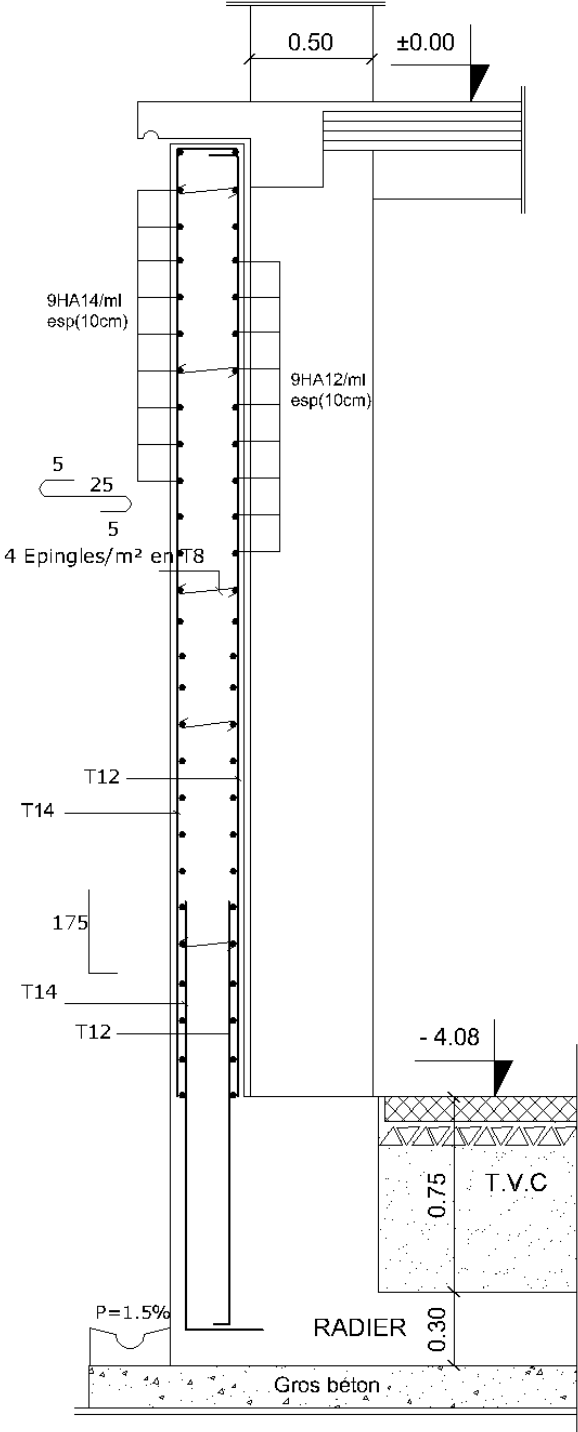
$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 28.06 \times 4.9^4}{384 \times 32164200 \times 0.011} = 0.0006m < \frac{L}{500} = 0.0098$$

Sens Y-Y

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.08}{500} = 0.0081m$$

$$f = 0.001m < \bar{f} = 0.0081m$$

Conditions vérifiées



**FERRAILLAGE MUR
PLAQUE (Ech: 1/25)**

Figure VII.5 : Schéma de ferraillage



Chapitre VIII
Etude de
l'infrastructure

VII.1.INTRODUCTION :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol. Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Etude de sol :

Tableau VIII.1 : conclusions du laboratoire géotechnique SAHRAOUI

Poids spécifique γ	18KN/m³
Angle de frottement interne φ	20.15°
Cohésion c	0.16
La contrainte admissible du sol σ	1.6bars

Compte tenu de la nature géologique et géotechnique du terrain et de l'ensemble des résultats obtenus, le laboratoire suggère le choix de fondations superficielles de type filant ou radier avec une profondeur d'ancrage de 7m

VII.2.Choix du type de fondation :

a- Semelles filantes :

1)- Semelles filantes sous poteaux :

Etapas de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale
 - $e > \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{1}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Détermination des sollicitations et de la largeur dans la semelle :

$R=10609,82\text{kN}$

$e=0,083\text{m}$

$$q_{max} = \frac{10609.82}{30.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.083}{30.8}\right) = 350.04 \text{ kN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{10609.82}{30.8} \left(1 - \frac{6 \times 0.083}{30.8}\right) = 338.9 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{10609.82}{30.8} \left(1 + \frac{3 \times 0.083}{30.8}\right) = 347.26 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{1}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{347.26}{160} = 2.17 \text{ m}$$

$Sp1=B \times L= 66.83\text{m}^2$portiques C D E F

$Sp2=B \times L'=45.35\text{m}^2$portique B

$Sp3=B \times L''=29.3\text{m}^2$portique A

2- Semelles filantes sous voiles :

Nous avons : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$

Avec : B : La largeur de la semelle.

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$Sv=107.65\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes longitudinales :

$St= Sp1 \times n + Sp2 + Sp3+ Sv = 66.83 \times 4 + 45.35 + 29.3 + 107.65 = 449.62\text{m}^2$

$S_{bat}=588.8\text{m}^2$ (calculé avec AutoCAD)

La surface des semelles longitudinales représentera 76.3% de la surface du bâtiment.

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse 50% de celle du bâtiment nous optons pour un radier général.

VII.3.Calcul du Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, 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 et à son poids propre.

VII.3.1.Pré dimensionnement du Radier :

a)-Sous voile :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

2) les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{max} = 5.60 \text{ m}$)

$$\frac{L_{max}}{8} = \frac{500}{8} = 62.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{5} = \frac{500}{5} = 100 \text{ cm}$$

→ $62.5 \leq h \leq 100$

nous prenons $h_y=85\text{cm}$

b) Sous poteaux :

1) Epaisseur du tablier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$hd \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow \frac{500}{20} = 25cm, \text{ nous prendrons } h_d=30cm$$

2) La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$hn \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{500}{10} = 50cm$$

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

$$\rightarrow 20 \leq b \leq 35$$

Nous prendrons $b_n=30cm$

3) La condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max} \text{ avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{cequidonne} \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; $K = 40MPa$ pour un sol moyen

I : l'Inertie de section du radier (Bande de 1m).

E : module de déformation longitudinale différée : $3700^2 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865MPa$

L_{max} =Distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{max} = 5m$)

On aura $h=1.045m$ nous prendrons $h_n=1.05m$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 42 \leq b \leq 73.5$$

Nous prendrons $b_n=60cm$

Conclusion :

$h_n= 105cm$hauteur de la nervure.

$h_d=30cm$hauteur de la dalle.

$b_n=60cm$largeur de la nervure.

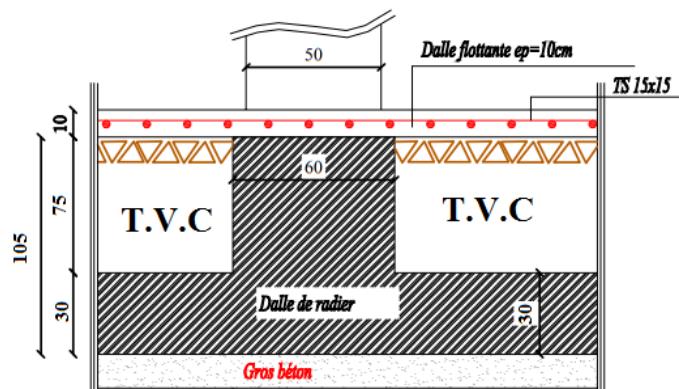


Figure VIII.1 coupe du radier

VII.3.2. Détermination de la surface du radier :

Poids de la structure :

Charges permanentes $G = 53708,72 \text{ kN}$

Charges d'exploitation $Q = 8414,18 \text{ kN}$

à l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 85128.04 \text{ kN}$

$$S \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} \longrightarrow S \geq 400.03 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{ELU}}; S_{\text{ELS}}) = 400.03 \text{ m}^2 \leq S_{\text{bat}} = 588.8 \text{ m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 52.5 \text{ cm}$$

Nous ajoutons au radier un débord de 55cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 652.2 \text{ m}^2$

A) Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + Poids des nervure + Poids du TVC + Poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle :

$$P1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 652.2 \times 0.3 \times 25 = 4891,5 \text{ kN}$$

-Poids de la nervure:

$$P2 = [b \times (h_n - h_d) \times (L \times n + L' + L'')] \times \rho_b + [b \times (h_n - h_d) \times (Lt + Lt' + Lt'') \times 2] \times \rho_b =$$

$$[0.6 \times (1.05 - 0.3) \times (31.85 \times 4 + 25.9 + 15.7)] \times 25 + [0.6 \times (1.05 - 0.3) \times (14.9 + 19 \times 2 + 5.65 + 23.8 + 23.55) \times 2] \times 25 = 4284 \text{ kN}$$

-Poids du TVO

$$P3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec } S_{\text{ner}} = (1.05 \times [31.85 \times 4 + 25.9 + 15.7 + (14.9 + 19 \times 2 + 5.65 + 23.8 + 23.55) \times 2]) = 399.84 \text{ m}^2$$

$$P3 = 3217.59 \text{ kN}$$

Poids de la dalle flottante

$$P4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = 630.9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = 13024 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation :

Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 8414.18 \text{ kN}$

Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 652.2 \times 1.5 = 978.3 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure et combinaisons d'action :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 13024 + 53708,72 = 66732,72 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 978.3 + 8414.18 = 9392,48 \text{ kN}$$

à l'ELU :

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 104177,89 \text{ kN}$$

à l'ELS :

$$N_s = G + Q = 76125,2 \text{ kN}$$

B) Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité d'après AutoCAD : $X_g=15.94m$

$Y_g=13.04m$

Moments d'inertie : $I_x=137306.35 m^4$

$I_y=215953.56 m^4$

VII.3.3. Vérifications :

A) Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$B=100cm ; d=0.9hd$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{104\ 177.89 \times 1}{652.2} \times \frac{5}{2} = 399.33\ kN$$

$$\tau_u = \frac{399.33 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.48MPa < 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

B) 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 de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j + T_j \cdot h$$

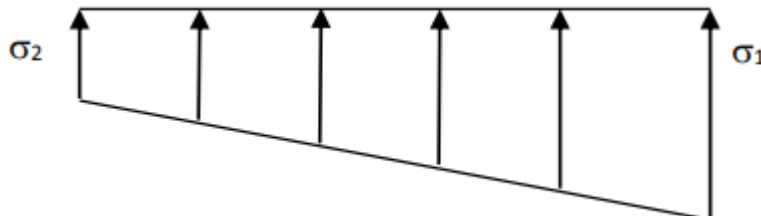
Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

à l'ELU : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$

à l'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$N_u = 104\ 177.89\ kN ; N_s = 76\ 125.2\ kN$

Sens longitudinal

$$M_x = 63100.37 + 2639.26 \times 1.35 = 66\ 663.37\ kN \cdot m$$

Al'ELU:

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_y} V = \frac{104\,177.89}{652.2} + \frac{66663.37}{215953.56} \times 15.94 = 164.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_y} V = \frac{104\,177.89}{652.2} - \frac{66663.37}{215953.56} \times 15.94 = 154.81 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 197.8 + 185.74}{4} = 162.19 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 212.8 \text{ kN/m}^2 > \sigma_m$$

Al'ELS

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_y} V = \frac{76\,125.2}{652.2} + \frac{66\,663.37}{215953.56} \times 15.94 = 121.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_y} V = \frac{76\,125.2}{652.2} - \frac{66\,663.37}{215953.56} \times 15.94 = 111.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.15 + 134.04}{4} = 119.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2 > \sigma_m$$

Sens transversal:

$$M_y = 71041.25 + 2948.42 \times 1.35 = 75021.61 \text{ kN.m}$$

Al'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{My}{I_x} V = \frac{104\,177.89}{652.2} + \frac{75021.61}{137306.35} \times 15.94 = 168.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{My}{I_x} V = \frac{104\,177.89}{652.2} - \frac{75021.61}{137306.35} \times 15.94 = 151.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206.63 + 176.91}{4} = 164.08 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 212.8 \text{ kN/m}^2 > \sigma_m$$

Al'ELS

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{My}{I_x} V = \frac{76\,125.2}{652.2} + \frac{75021.61}{137306.35} \times 15.94 = 125.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{My}{I_x} V = \frac{76\,125.2}{652.2} - \frac{75021.61}{137306.35} \times 15.94 = 108.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 154.98 + 125.26}{4} = 121.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2 > \sigma_m$$

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

C) Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \leq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total du bâtiment ; **P = 55199,45 kN**

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure. Z = 1,05 m

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 652.2 \times 10 \times 1.05 = 10\,272.15 \text{ kN} < P$$

VII.3.4.Ferrailage du radier : Pour le calcul du ferrailage, nous utiliserons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

A) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés.

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0.4$ La flexion dans le sens longitudinale est négligeable.

$$\text{On aura } M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}; \quad M_{0y}=0$$

2^{ème} Cas : Si $0.4 < \alpha \leq 1$ La flexion est prise en compte dans les deux sens.

On aura :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } L_x: M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y: M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$$

Remarque : 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.

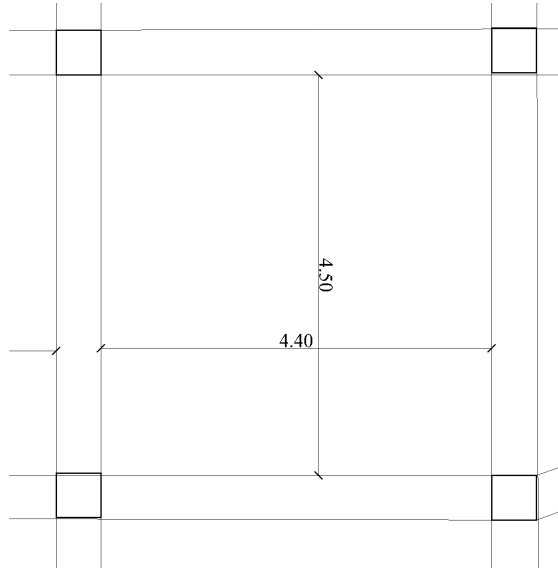


Figure VIII.2 : Panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{4.5} = 0.97$$

$0.4 < \alpha < 1$ La flexion est prise en compte dans les deux sens.

Calcul des charges

On considère que le poids du radier est repris par le sol, nous aurons donc

$$\text{A l'ELU : } q_u = \sigma_{um} - \sigma_{rad} = 164.08 - 26.96 = 137.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = \sigma_{sm} - \sigma_{rad} = 121.07 - 19.97 = 101.1 \text{ kN/m}^2$$

On aura :

Dans le sens de la petite portée : L_x :

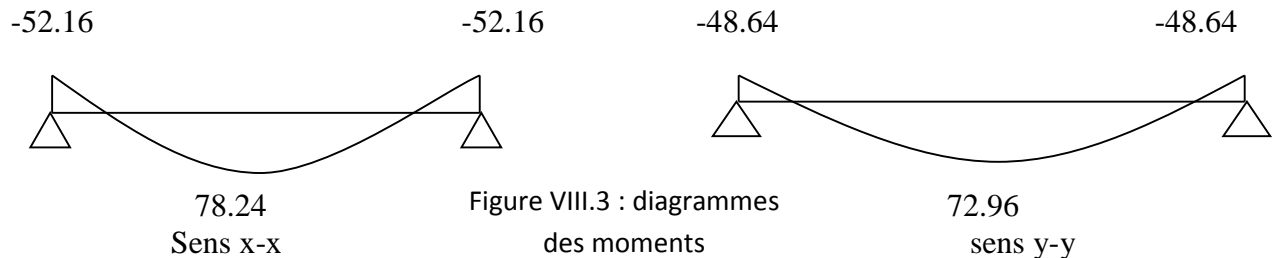
$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0393 \times 137.12 \times 4.4^2 = 104.32 \text{ kN.m/ml}$$

Dans le sens de la grande portée L_y :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.9325 \times 104.32 = 97.28 \text{ kN.m/ml}$$

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur attribuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.



1-Ferraillage dans le sens x-x :

Aux appuis :

$$M_{ua} = 104.32 \times 0.5 = 52.16 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{52.16 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.974$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{52.16 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 5.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{ua} = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm

En travée :

$$M_{ut} = 104.32 \times 0.75 = 78.24 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{78.24 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.075 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.962$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78.24 \times 10^3}{0.962 \times 27 \times 348} = 8.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{ut} = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm

2-Ferraillage dans le sens y-y :

Aux appuis :

$$M_{ua} = 97.28 \times 0.5 = 48.64 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{48.64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.976$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48.64 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 5.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{ua} = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

En travée :

$$M_{ut} = 97.28 \times 0.75 = 72.96 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{72.96 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta_u = 0.964$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71.95 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 8.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{ua} = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm

3-Vérification à l'ELU:

- a) **Condition de non fragilité :** Art B 7.4 CBA93
Art A.4.2.1 BAEL91

- **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$$\rho_0 = 0.08\% \text{ Pour les H.A., FeE400 de } \phi > 6\text{mm}$$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \left(\frac{3 - 0.97}{2} \right) = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 2.43 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ .Condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 2.4 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ .Condition vérifiée}$$

- b) **Espacement des barres** A.8.2,42BAEL91/99:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) : $S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$
 $S_t = 15\text{cm} \leq \min\{60\text{cm}; 25\text{cm}\} \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) : $S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

$$S_t = 15\text{m} \leq \min\{90\text{cm}; 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4-Vérification à l'ELS

a) Evaluation des moments :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$
$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

$$\mu_x = 0.0466$$

$$\mu_y = 0.9541$$

$$q_s = 101.1\text{KN/ml}$$

D'où :

$$M_x = 0.0466 \times 101.1 \times 4.4^2 = 91.21\text{KN.m}$$

$$M_y = 0.9541 \times 89.5 = 87.02\text{KN.m}$$

• Correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 68.4\text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 65.26\text{KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 45.6\text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 43.51\text{KN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

▪ Sens x-x :

1. En travée $M_t = 68.4\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 27} = 0.342 \quad k_1 = 39.95 \text{ et } \beta = 0.909$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{68.4 \times 10^6}{0,909 \times 270 \times 9.24 \times 10^2} = 301.61\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{301.61}{39.95} = 7.55 < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis $M_a = 45.6\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 27} = 0,251 \Rightarrow k_1 = 47.69 \text{ et } \beta = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{45.6 \times 10^6}{0,920 \times 270 \times 6.79 \times 10^2} = 270.36\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{284.55}{50.36} = 5.67 < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sens y-y :

1. En travée $M_t = 65.26\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 27} = 0.342 \quad k_1 = 39.95 \text{ et } \beta = 0.909$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{65.26 \times 10^6}{0,909 \times 270 \times 9.24 \times 10^2} = 287.71\text{MPa}$$

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{287.71}{39.95} = 7.2 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis $Ma = 43.51 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 27} = 0,251 \Rightarrow k_1 = 47.69 \text{ et } \beta = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{43.51 \times 10^6}{0,920 \times 270 \times 6.79 \times 10^2} = 257.97 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{271.51}{47.69} = 5.41 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation [Art B.7.5, /BAEL 91/99] :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$a) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 \times M_{0s}} \rightarrow \frac{30}{440} > \frac{68.4}{20 \times 104.32} \rightarrow 0.0681 > 0.0328 \text{ C.V}$$

$$b) \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{100 \times 27} < \frac{2}{400} \rightarrow 0.0034 < 0.005 \text{ C.V}$$

le calcul de la flèche est donc dispensable

Remarque

Les débords de nervure et de dalle du radier d'une longueur de 55cm seront ferrailés par continuité des armatures de la nervure et de la dalle respectivement car les efforts auxquels ces débords sont soumis sont largement inférieurs vu leurs petite portée

VII.3.6. Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Et elle sera soumise à la réaction du sol

Pour le calcul nous allons modéliser le radier sur ETABS et charger les panneaux de dalle avec la contrainte $\sigma_m = 164.08 \text{kN/m}^2$

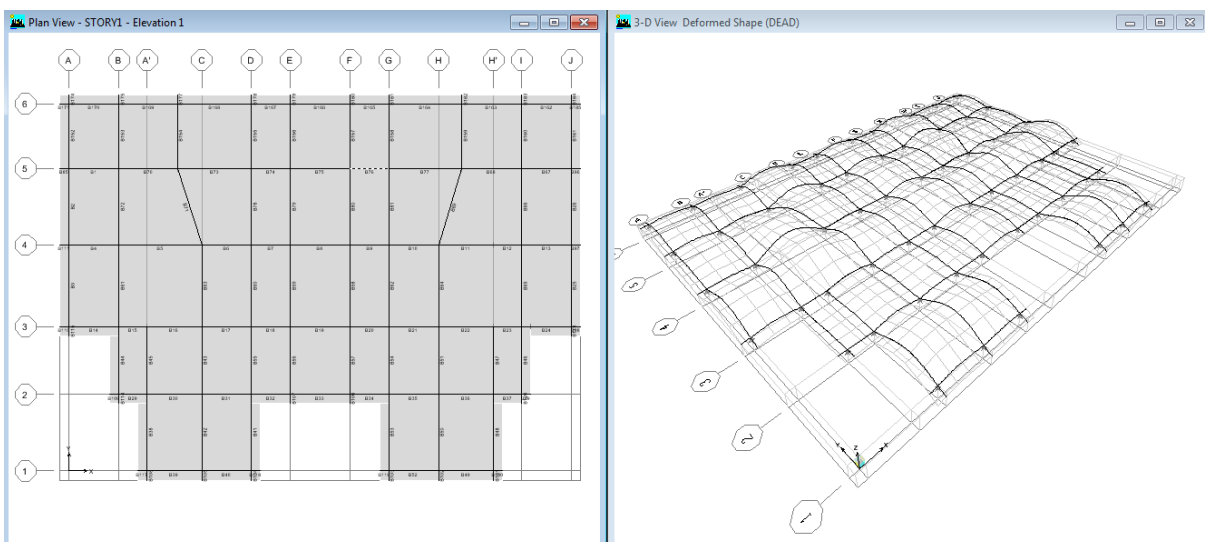


Figure VIII.4 : modélisation du radier sur ETABS

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

Tableau VIII.2 : Sollicitations revenant aux nervures

	Sollicitations	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	503.25	366.76
	Mt (kN.m)	391.43	286.44
	T (kN)	476.12	349.27
Sens transversal	Ma (kN.m)	518.4	377.82
	Mt (kN.m)	409.41	298.52
	T (kN)	479.16	351.33

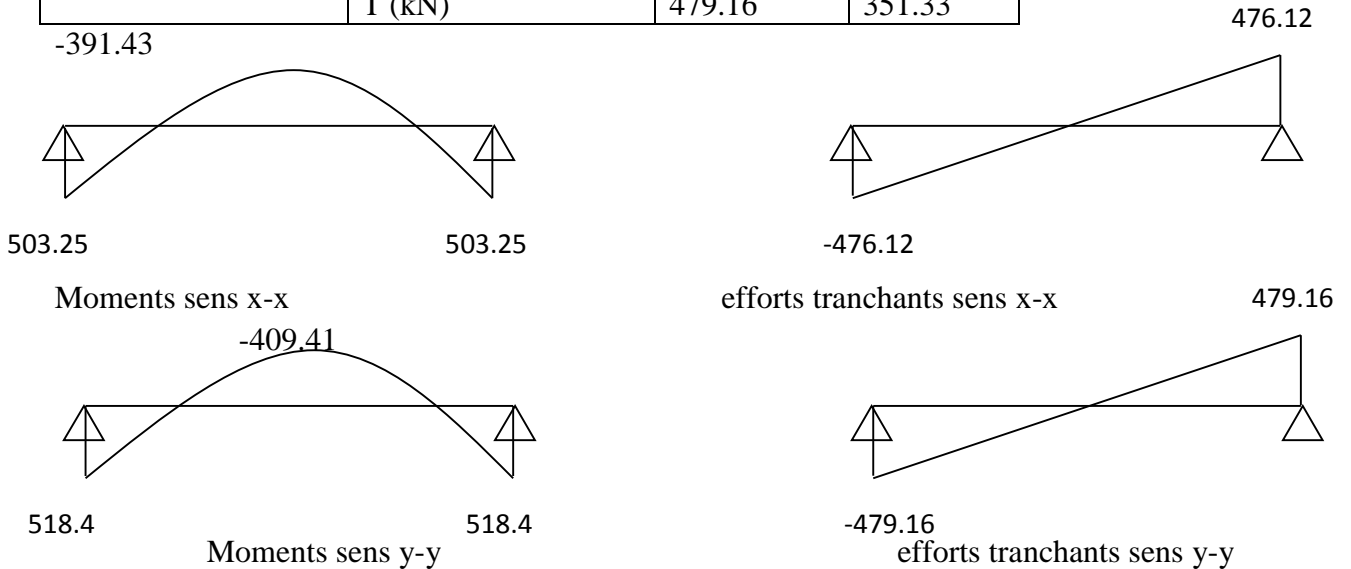


Figure VIII.5 : diagrammes des efforts dans les nervures

A) Calcul des armatures

1- Armatures longitudinales :

Sens longitudinal X-X :

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{503.25 \times 10^3}{60 \times 100^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.9695$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{503.25 \times 10^3}{0.9695 \times 100 \times 348} = 14.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_u = 4\text{HA16/ml} + 4\text{HA16(chap)} = 16.08 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{391.43 \times 10^3}{60 \times 100^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.976$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{391.43 \times 10^3}{0.976 \times 100 \times 348} = 11.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{ut} = 4\text{HA14/ml} + 4\text{HA14(chap)} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens transversal Y-Y :

Aux appuis :

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{518.4 \times 10^3}{60 \times 100^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.969$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{518.4 \times 10^3}{0.969 \times 100 \times 348} = 15.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_u = 4\text{HA16/ml} + 4\text{HA16(chap)} = 16.08 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{409.41 \times 10^3}{60 \times 100^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta_u = 0.975$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{409.41 \times 10^3}{0.975 \times 100 \times 348} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{ut} = 4\text{HA14/ml} + 4\text{HA14(chap)} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 7.24 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_U = \min\{0.2f_c/28/\gamma_b ; 5\text{Mpa}\} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{479160}{600 * 1000} = 0.79 \text{ MPa} < 5\text{Mpa}$$

2-Armatures transversales :

Calcul des espacements S_t :

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :** $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30)$
 $S_t = \min(26.25 ; 16.8 ; 30) = 16.8 \text{ cm}$
 Donc on prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**
- **En travée :** $S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 52.5 \text{ cm}$ Soit **$S_t = 30 \text{ [cm]}$** .

Calcul de A_t (BAEL91/99 A.5.3,12):

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} \quad \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} b_0 S_t$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{479160}{600 * 1000} = 0.79 \text{ MPa}$$

En appuis : $A_t \geq \frac{1.15(0.79 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} 600 * 150 = 46 \text{ mm}^2 = 0.46 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t \geq \frac{1.15(0.79 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} 600 * 300 = 92 \text{ mm}^2 = 0.92 \text{ cm}^2$

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

En appui : $A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$ soit **$4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$**

Chapitre VIII : Etude de l'Infrastructure

En travée : $A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 60 = 5.4 \text{cm}^2$ soit **5HA12=5.65cm²**

3-Armatures de peau:[BAEL 91/99 art. A.8.3]:

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$A_p = 3/1.05 = 2.85 \text{cm}^2$ soit 2HA14=3.08cm²

4-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton : [BAEL 91/99 art. A.4.5 ,2]:

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A_u}$$

Tableau VIII.3 : Verification à l'ELS

		Ms	Au	ρ	β	K	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
X-X	appui	366.76	16.08	0.268	0.918	45.98	248.45	5.4	15	C.V
	travée	286.44	12.32	0.205	0.927	53.49	250.81	4.68	15	C.V
Y-Y	appui	377.82	16.08	0.268	0.918	45.98	255.95	5.56	15	C.V
	travée	298.52	12.32	0.205	0.927	53.49	261.38	4.88	15	C.V

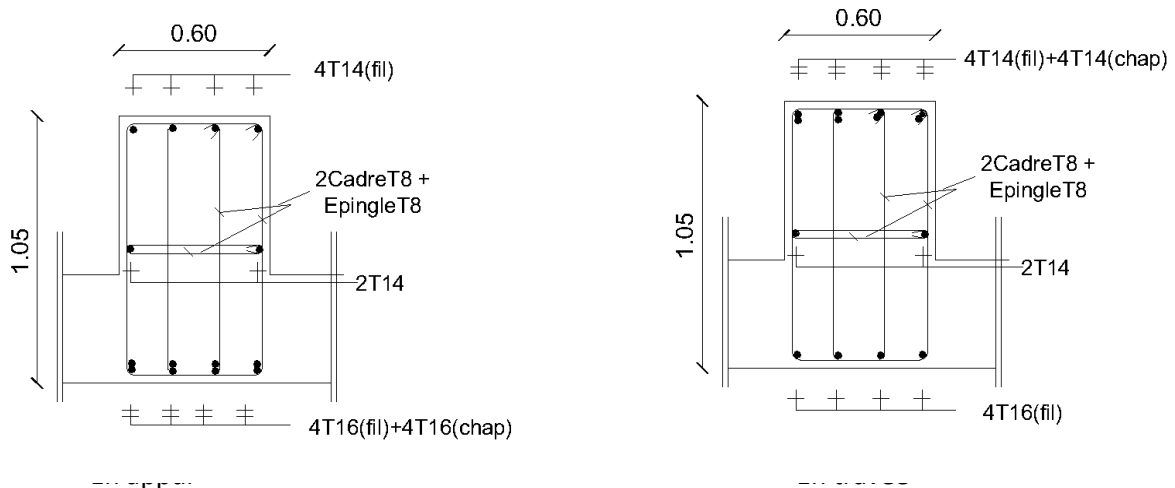


Figure VIII.6 : Ferrailage des nervures

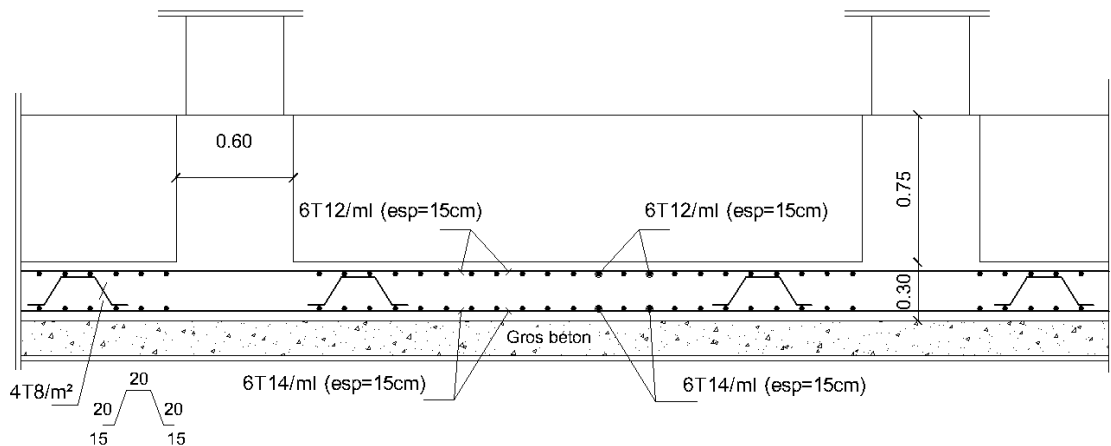


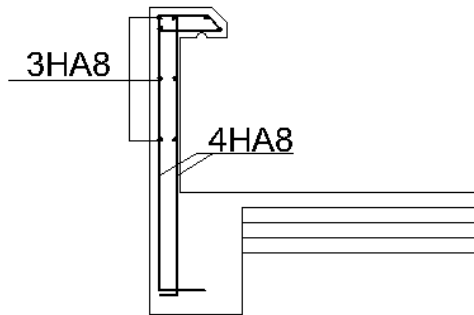
Figure VIII.7 : Ferrailage dalle du radier

Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'étude est notre première vraie expérience pratique dans l'étude d'une structure en béton armé, cela nous a permis d'apprendre à faire face aux problèmes auxquels un ingénieur est confronté dans son travail de conception, nous avons aussi pu approfondir nos connaissances et combler nos lacunes ; en effet au cours de ce projet il a fallu appréhender la multitude de règlements en vigueur et faire des recherches dans des sources annexes pour des cas comme les dalles sur 3 ou 2 appuis ou l'étude du contreventement. Aussi le choix des ferraillements et la prise en compte des dispositions constructives nous a poussé à revoir notre copie à plusieurs reprises à fin que les plans d'exécutions soit réalisables en pratique.

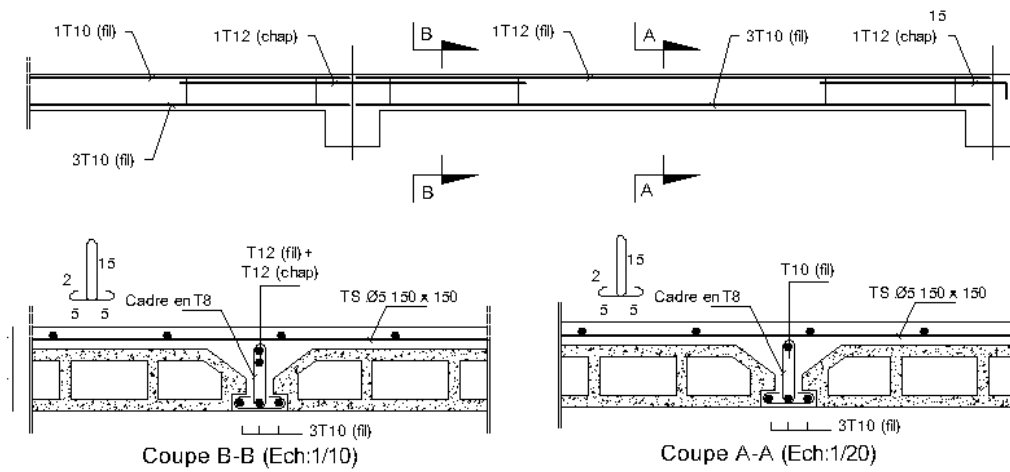
Pour conclure nous dirons que :

- La conception d'un projet de génie civil est un travail complexe ne reposant pas uniquement sur des calculs théoriques mais aussi sur une méthodologie et un raisonnement pragmatique.
- Le génie civil est un domaine en constante évolution et il faut donc se tenir informer et être capable d'appréhender les nouvelles techniques et règlements
- La disposition de certains éléments est aussi importante que leur dimensionnement surtout en ce qui concerne les voiles

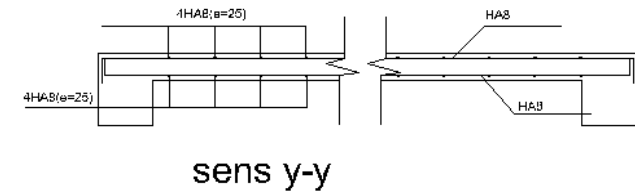
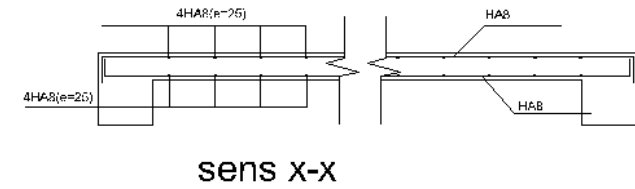


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Mr Meghlat abd elkarim		Plan de Ferrailage de l'acrotère	plan: 08
Dirigé par: Mr Ait aider			Echelle:1/50
			2018/2019

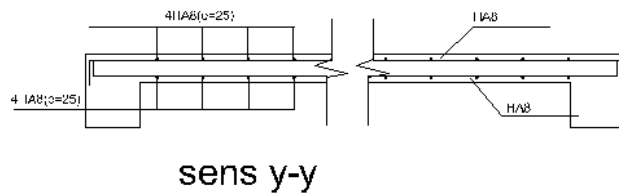
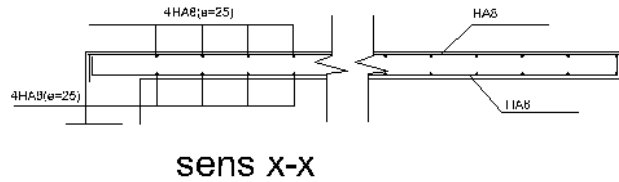
Ferrailage des Poutrelles (Ech:1/25)



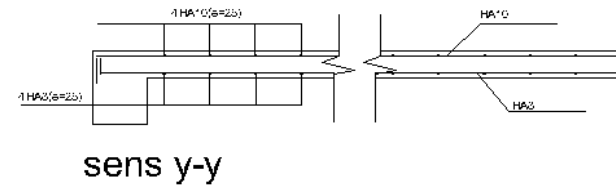
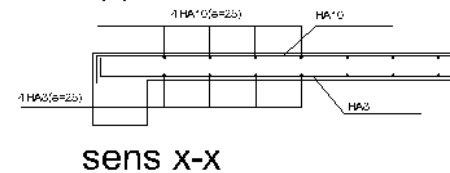
Dalles sur 4 appuis "D1"

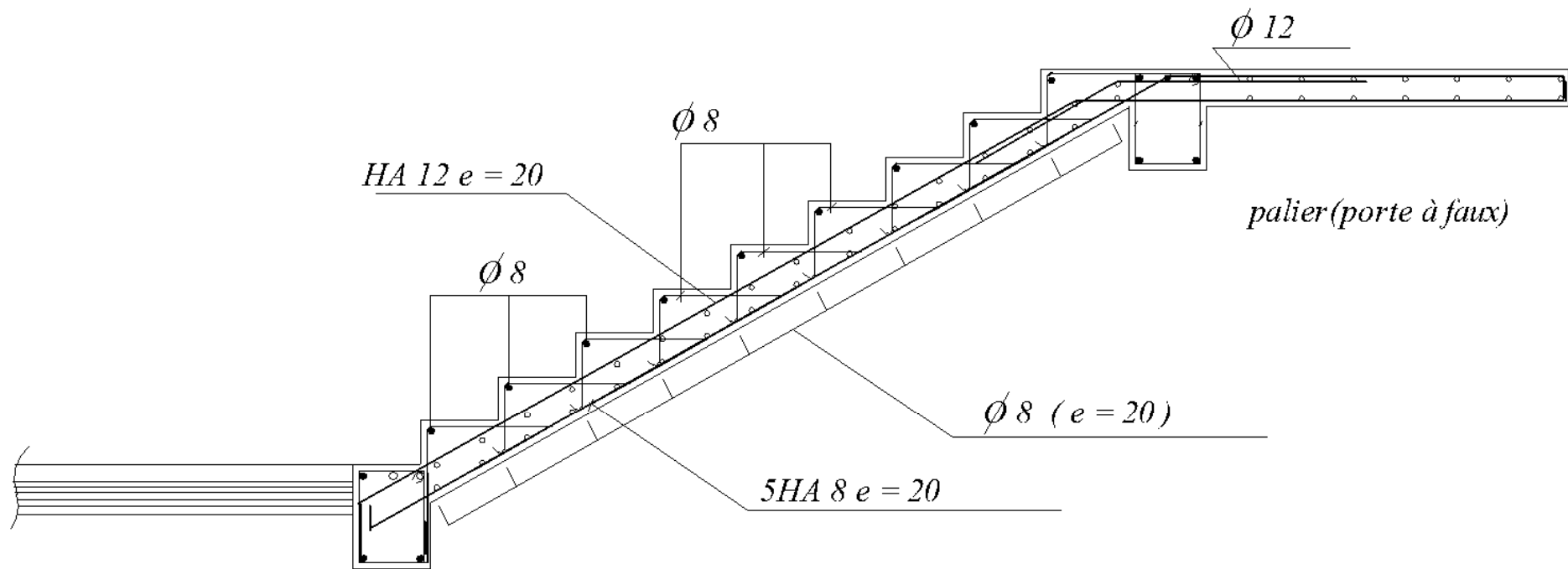


Dalles sur 3 appuis "D2"



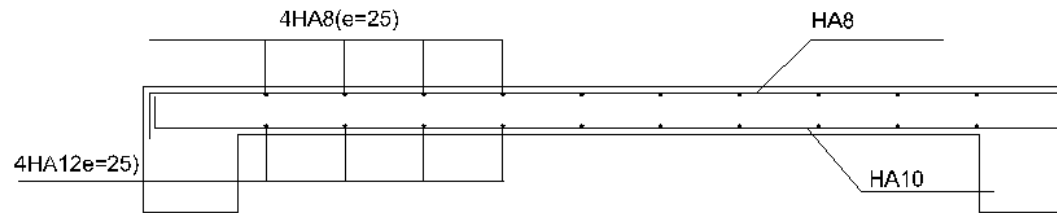
Dalles sur 2 appuis "D3"



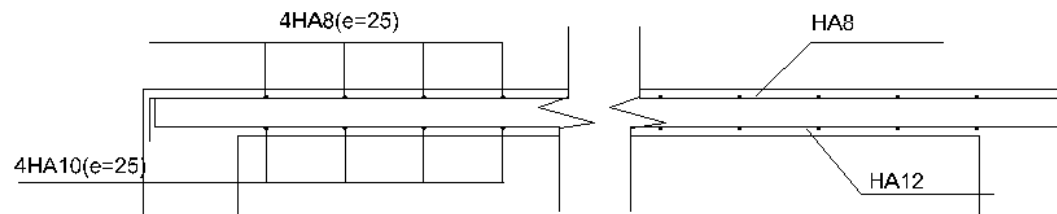


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Mr Meghlat abd elkarim		Plan de Ferrailage de l'escalier	plan: 08
Dirigé par: Mr Ait aider			Echelle: 1/50
			2018/2019

Dalle de la Salle machine

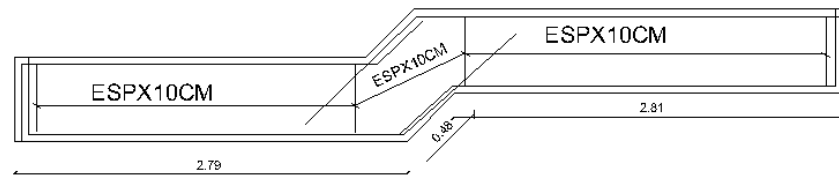


sens X-X



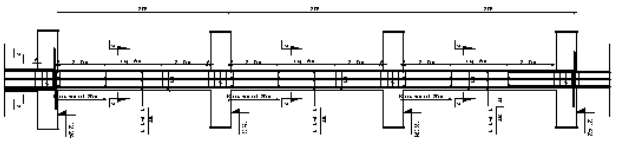
sens y-y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Mr Meghlat abd elkarim	Plan de Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine	plan: 08	
Dirigé par: Mr Ait aider		Echelle:1/50	
		2018/2019	

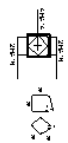


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

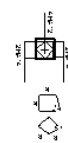
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Mr Meghlat abd elkarim		Plan de Ferrailage de la poutre palière	plan: 08
Dirigé par: Mr Ait aider			Echelle:1/50
			2018/2019



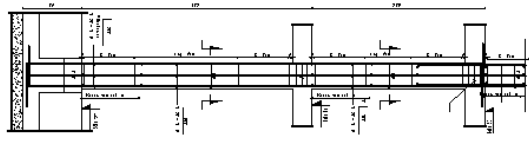
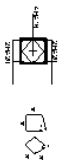
Ferrailage des poteaux 40x40
(Echelle:1/25)



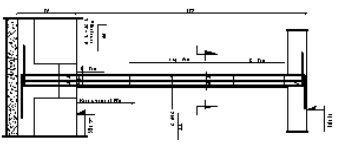
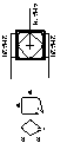
Ferrailage des poteaux 30x35
(Echelle:1/25)



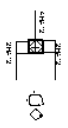
Ferrailage des poteaux 45x45
(Echelle:1/25)



Ferrailage des poteaux 50x50
(Echelle:1/25)

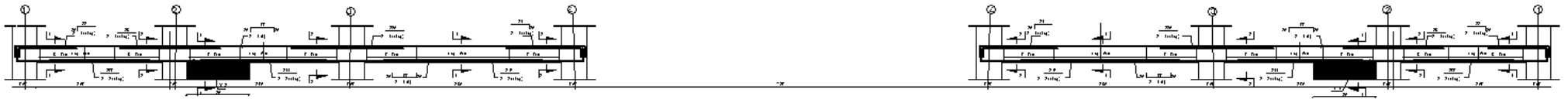


Ferrailage des poteaux 25x25
(Echelle:1/25)

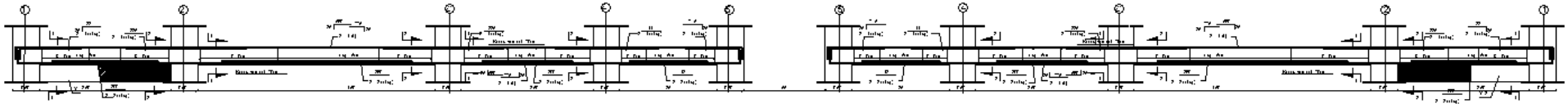


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Melle Meghat abd eikam		Plan de Ferrailage de poteaux	
Dirigé par: Mr Ait alder			
		plan: 07	
		Echelle: 1/50	
		2018/2019	

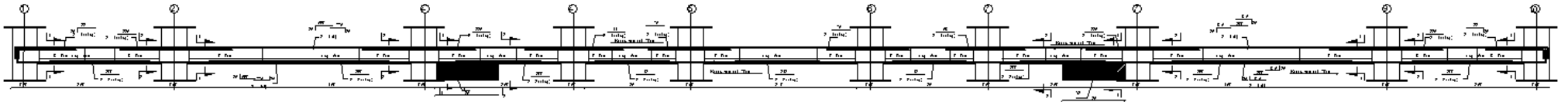
Tercera Uge des Puentes P-10 sobre 00x40 Ases "A" 1/4 escala 0.00 (Cont.125)



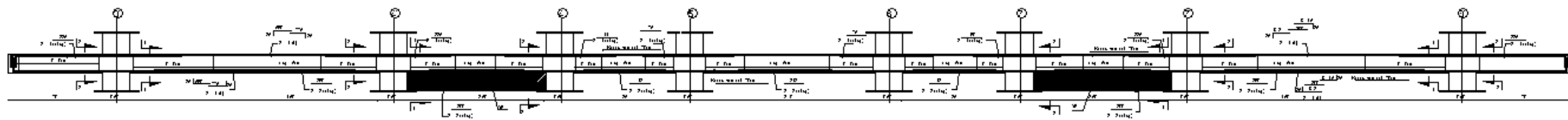
Tercera Uge des Puentes P-10 sobre 00x40 Ases "B" 1/4 escala 0.00 (Cont.125)



Tercera Uge des Puentes P-10 sobre 00x40 Ases "C" 1/4 escala 0.00 (Cont.125)



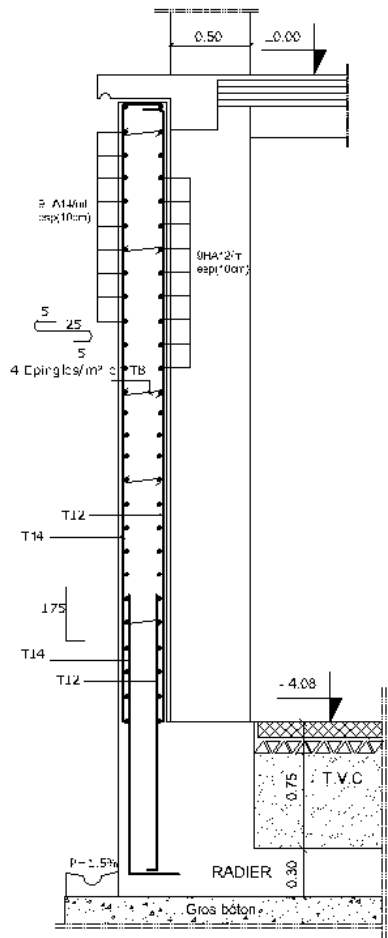
Tercera Uge des Puentes P-10 sobre 00x40 Ases "D" 1/4 escala 0.00 (Cont.125)



Tercera Uge des Puentes P-10 sobre 00x40 Ases "E" 1/4 escala 0.00 (Cont.125)



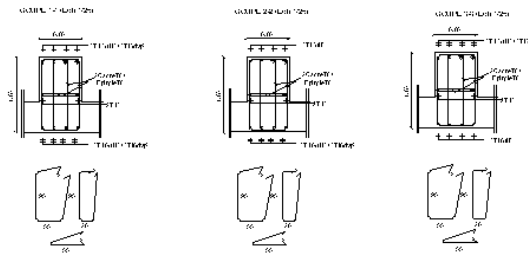
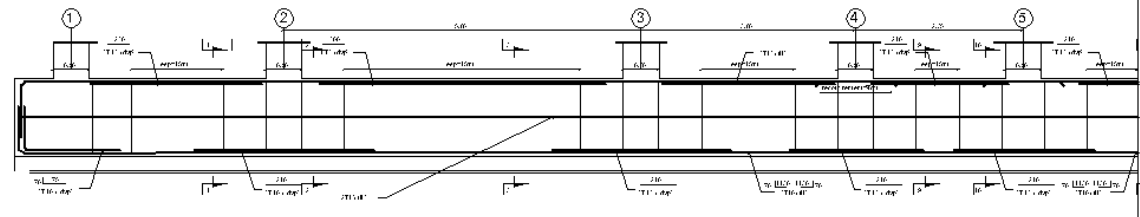
UNIVERSITE POLYTECHNIQUE DE QUÉBEC		INSTITUT DE RECHERCHES EN CONSTRUCTION	
É. S. S. 1.1 RÉSEAUX D'ÉLÉMENTS ET MÉTHODES AVANCÉES	Filière de Formation en génie civil	Date: 00	
		Échelle: 1:25	
Pr. APARTE		2010/2019	



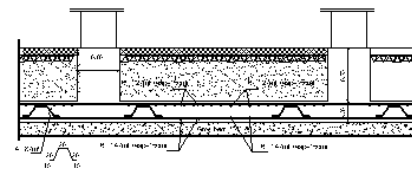
FERRAILLAGE MUR
PLAQUE (Ech: 1/25)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle Ouhachi kahina Mr Meghlat abd elkarim	Plan de Ferraillage du mur plaque	plan: 08	
Dirigé par: Mr Ait aider		Echelle:1/50	
		2018/2019	

EXEMPLE DE FERRAILLAGE DE NERVURE, AXE "D,C" (Ech: 1/25)



FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER (Section 2-2)



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Melle Ouhachi kahina
Mr Meghlat abd elkarim

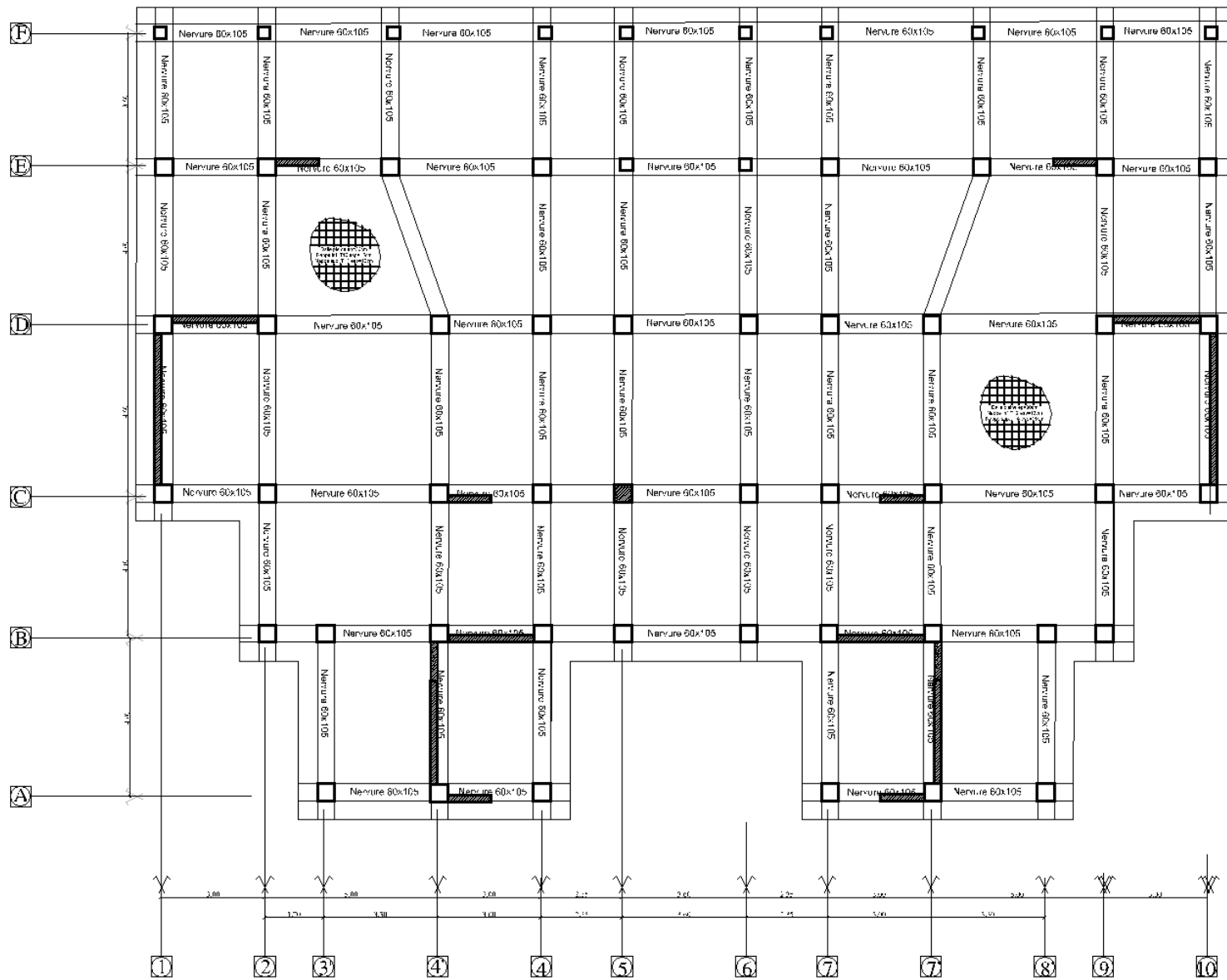
plan de ferrailage de la Nerveure

plan: 06

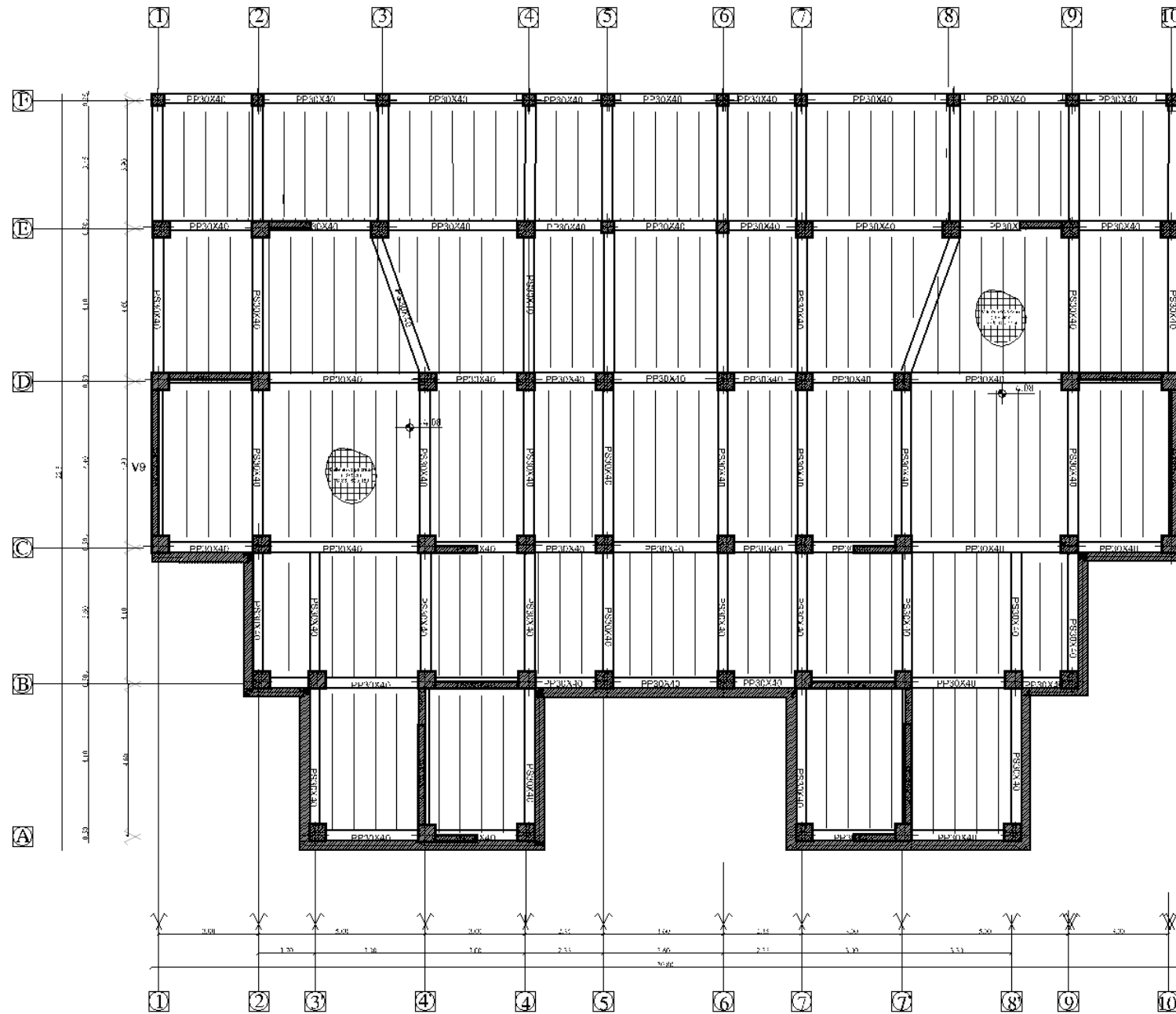
Echelle:1/50

Dirigé par:
Mr Ait aider

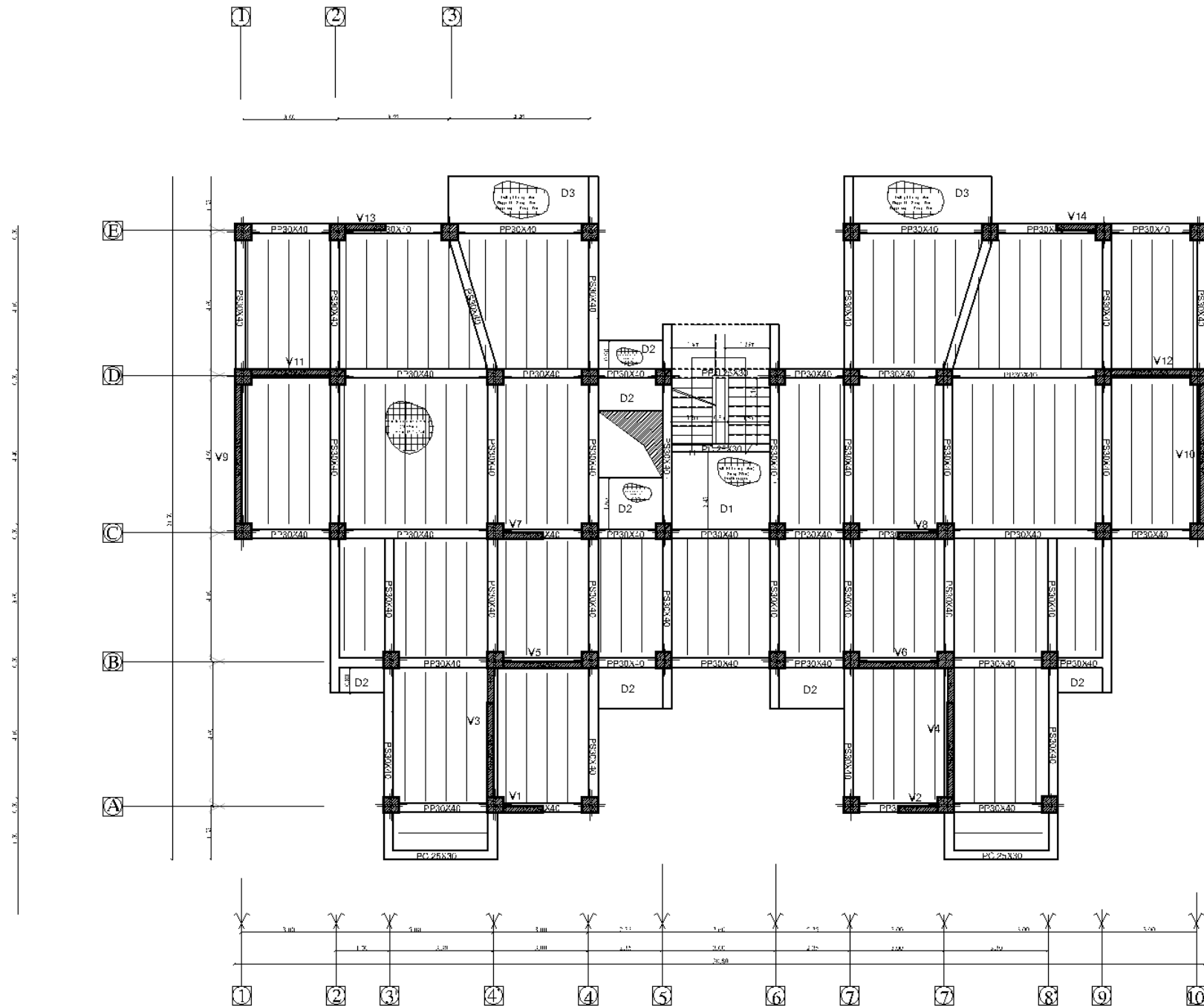
2018/2019



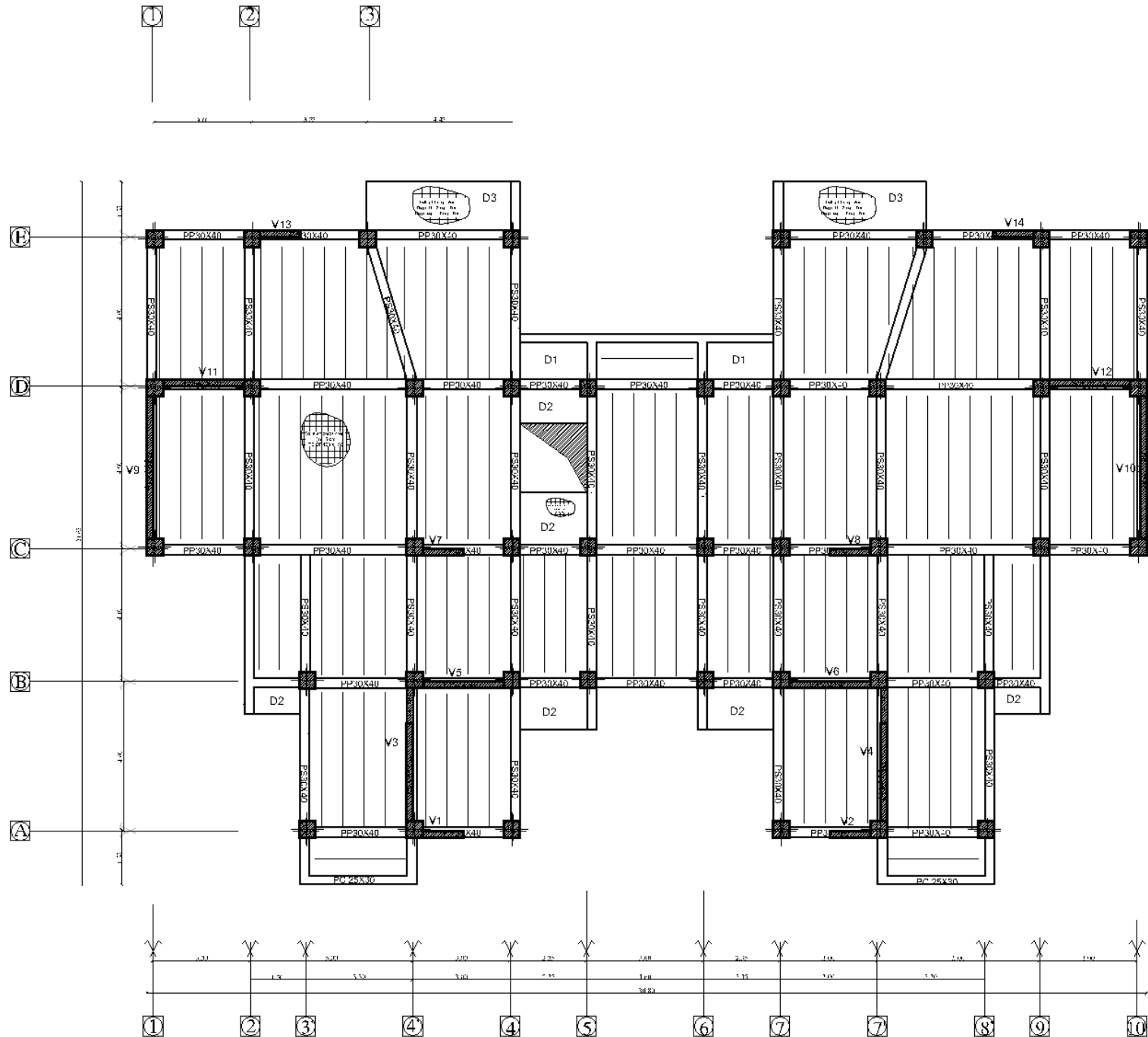
Plan de fondation NIV -4.08 (echel 1/50) .



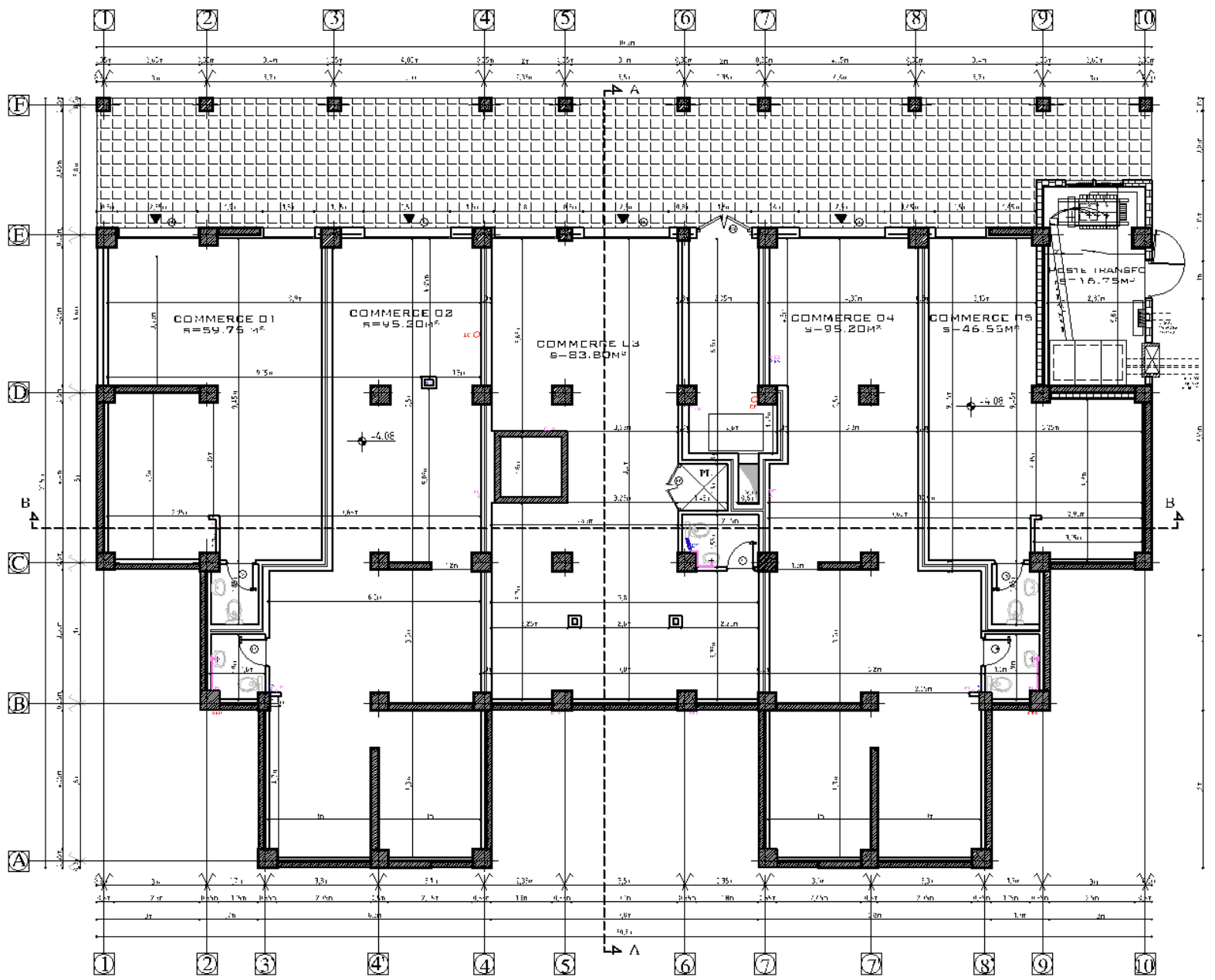
COFFRAGE Du PLANCHER NIV 0,00



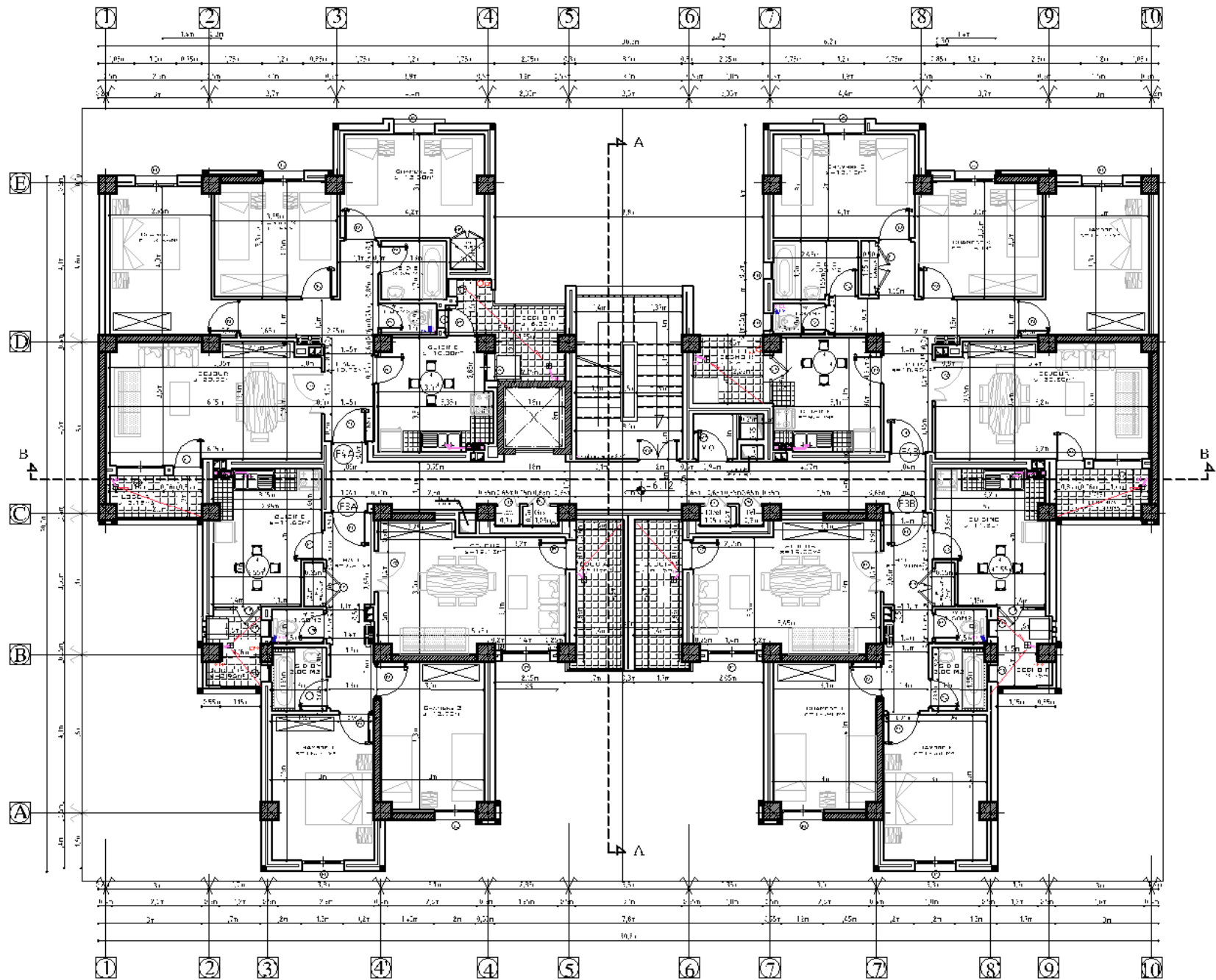
COFFRAGE DE PLANCHER NIV +3,06 & etages courants (echel 1/50) .



COFFRAGE DE PLANCHER NIV +30,6 .

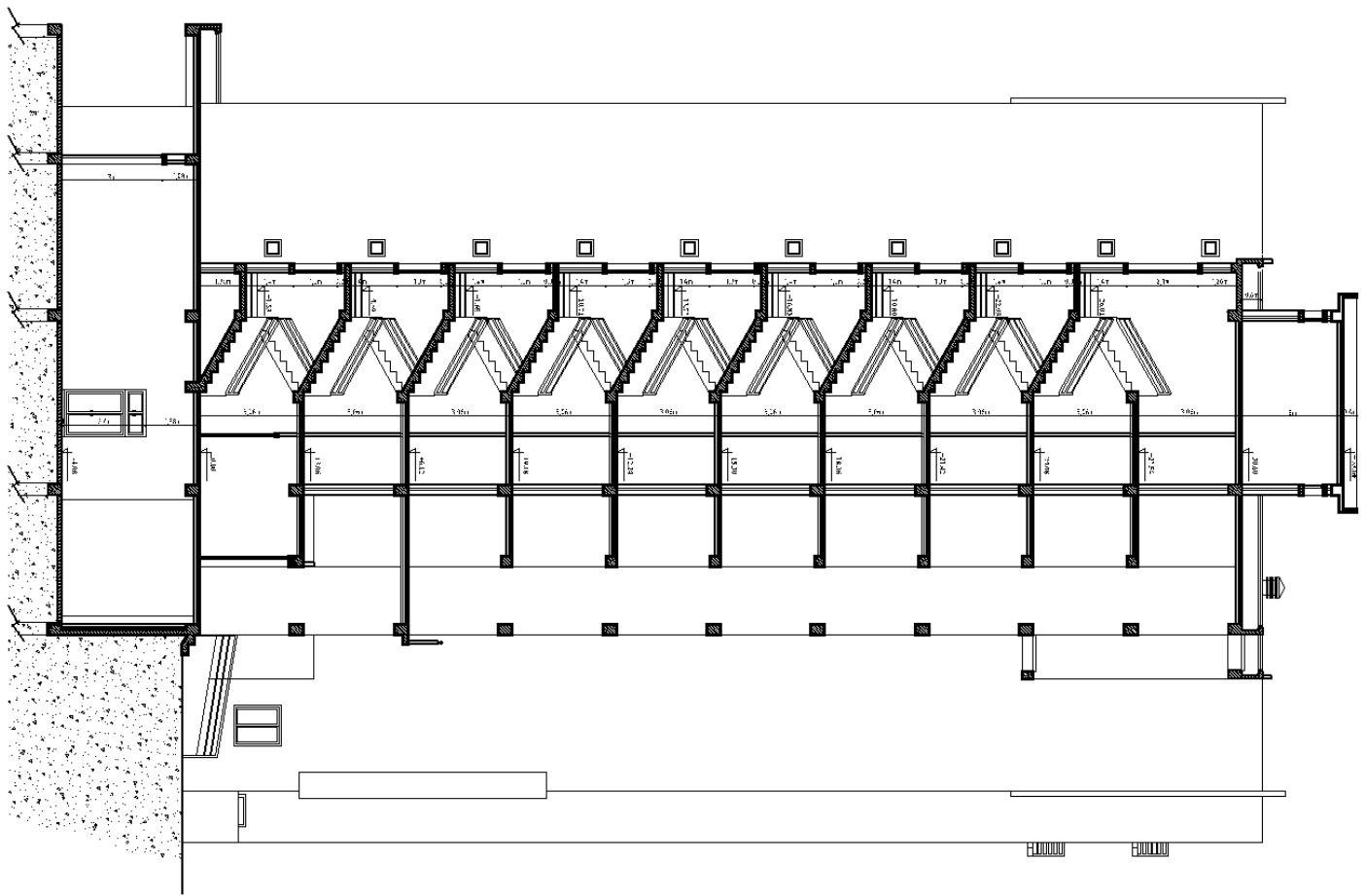


PLAN D'ENTRE-SOL



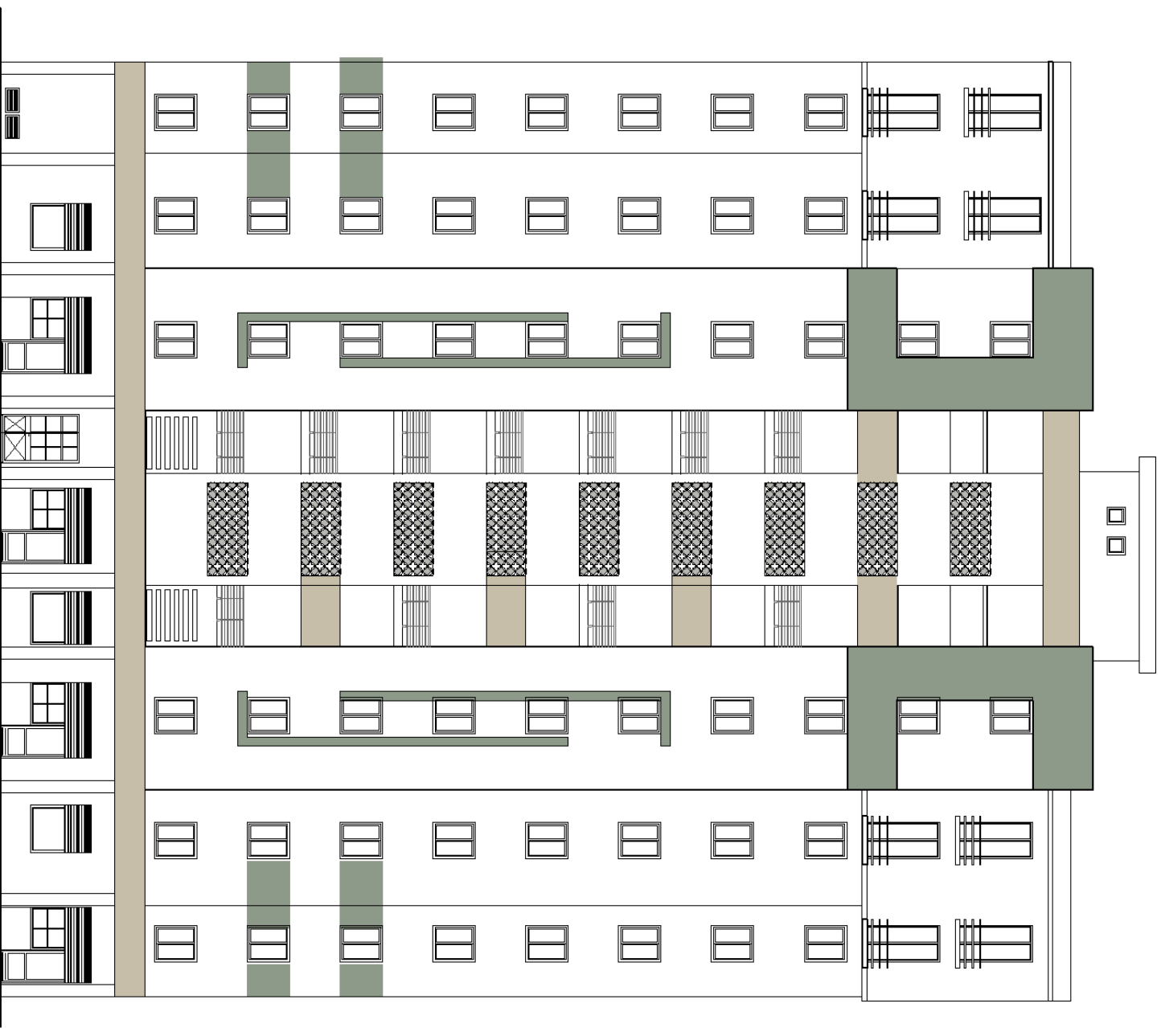
PLAN Du RDC & étages courants

COUPE AA





- FACADE PRINCIPALE -



- FACADE POSTERIEURE -

Bibliographie

- **Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes.**
- **Formulaire du Béton armé (Victor DAVIDOVICI).**
- **BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mouglin)**
- **Calcul des ouvrages en béton armé (Belazougui)**
- **Tables pour le calcul des dalles et des paroi (Richard Bares)**
- **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé (Albert Fuentes)**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**
- **Règlement parasismique algérien (R.P.A 99-Version 2003).**
- **Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91-modifiée 99).**
- **Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A.93 (DTR-BC 2.41).**
- **DTRs et DTUs**