REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle.

Thème

Etude d'une structure d'un bâtiment en (RDC+8^{e}) à usage d'habitation et commercial à contreventement par voile avec application du logiciel ETABS

Réalisé par :

- **ZENNIA Souhila.**
- **ZEGHDOUDI Fatima.**

Dirigé par :

Mr: LOUZAI.

Promotion 2016/2017

Remerciements

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué dans le cadre de la préparation du diplôme du master en construction civile et industrielle, à MOULOUD MAAMERI TIZI-OUZOU.

Avant tous nous tenons à remercier le bon DIEU de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement Mr LOUZAI notre promoteur pour la qualité de son encadrement, sa disponibilité qui a été pour beaucoup dans la réalisation de ce travail et l'enrichissement de nos connaissances et lors de la rédaction de ce manuscrit.

De la même façon nous voulons exprimer notre gratitude envers tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire ainsi qu'aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Finalement nous remercions tous ceux qui n'ont épargné aucun effort, de près ou de loin, pour nous permettre d'accomplir notre travail et on espère qu'il sera un bon départ pour la vie professionnelle.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents d'avoir été à tous moments à mes côtés que DIEU me les gardes

- Mes très chères sœurs : Lamia, Thinhinane et sihem.

- Mon très cher frère : Khaled.

- Ma binôme : Souhila.

- Mes Amies : Chanez, Fariza, Celia, Lydia et Souhila.

- La promotion génie civil MASTER II 2016- 2017 et tout particulièrement Kahina et Nawal.

- Halim et Brahim qui ont contribué à ce travail.

Fatima.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents d'avoir été à tous moments à mes côtés que DIEU me les gardes

- Ma très chère sœur Kahina et son mari Mourad

- Mon très cher frère Karim et sa femme Kahina.

-Mes nièces : Aya et Sarah.

-Mon neveu : Amine.

- Ma binôme :Amélia .

- Mes Amies : Fariza, Celia, Hacina et Amélia.

- La promotion génie civil MASTER II 2016- 2017 et tout particulièrement Kahina et Nawal.

- Halim et Brahim qui ont contribué à ce travail.

Souhila.

Sommaire

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : *Description de l'ouvrage 3*

CHAPITRE II : *Pré-dimensionnement.....11*

CHAPITRE III : *Calcul des éléments secondaires.*

III-1 Planchers corps creux..... 19

III-2 Escaliers..... 33

III-3 Poutre palière..... 41

III-4 Balcons..... 46

III-5 Acrotère..... 49

III-6 Dalle salle machine..... 54

CHAPITRE VI : *Etude sismique et dynamique..... 60*

CHAPITRE V : *Ferraillage des éléments structuraux*

V-1 Ferraillage des poutres..... 70

V-2 Ferraillage des poteaux..... 77

V-3 Ferraillage des voiles..... 86

CHAPITRE VI : *Etude de l'infrastructure..... 96*

Conclusion.....117

Bibliographie.....118

Introduction générale

Le développement économique dans les pays privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ceci est particulièrement vrai et important pour le nord de l'Algérie et en particulier pour une région montagneuse comme la Kabylie, ceci d'une part.
D'autre part, l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, ce qui voudra dire qu'elle est soumise à une forte activité sismique, c'est pour cela qu'il est important de prendre en considération la construction parasismique.

L'exemple le plus proche de nous est le séisme de BOUMERDES qui a occasionné beaucoup de dégâts à cause de la négligence de la construction parasismique. On doit donc, et c'est notre cas dans ce projet de fin cycle, de prendre en considération, de respecter les normes et recommandations parasismiques qui permettent de rigidifier convenablement la structure.
Rappelons en effet qu'un projet de bâtiment est tenu d'obéir aux faits suivants :

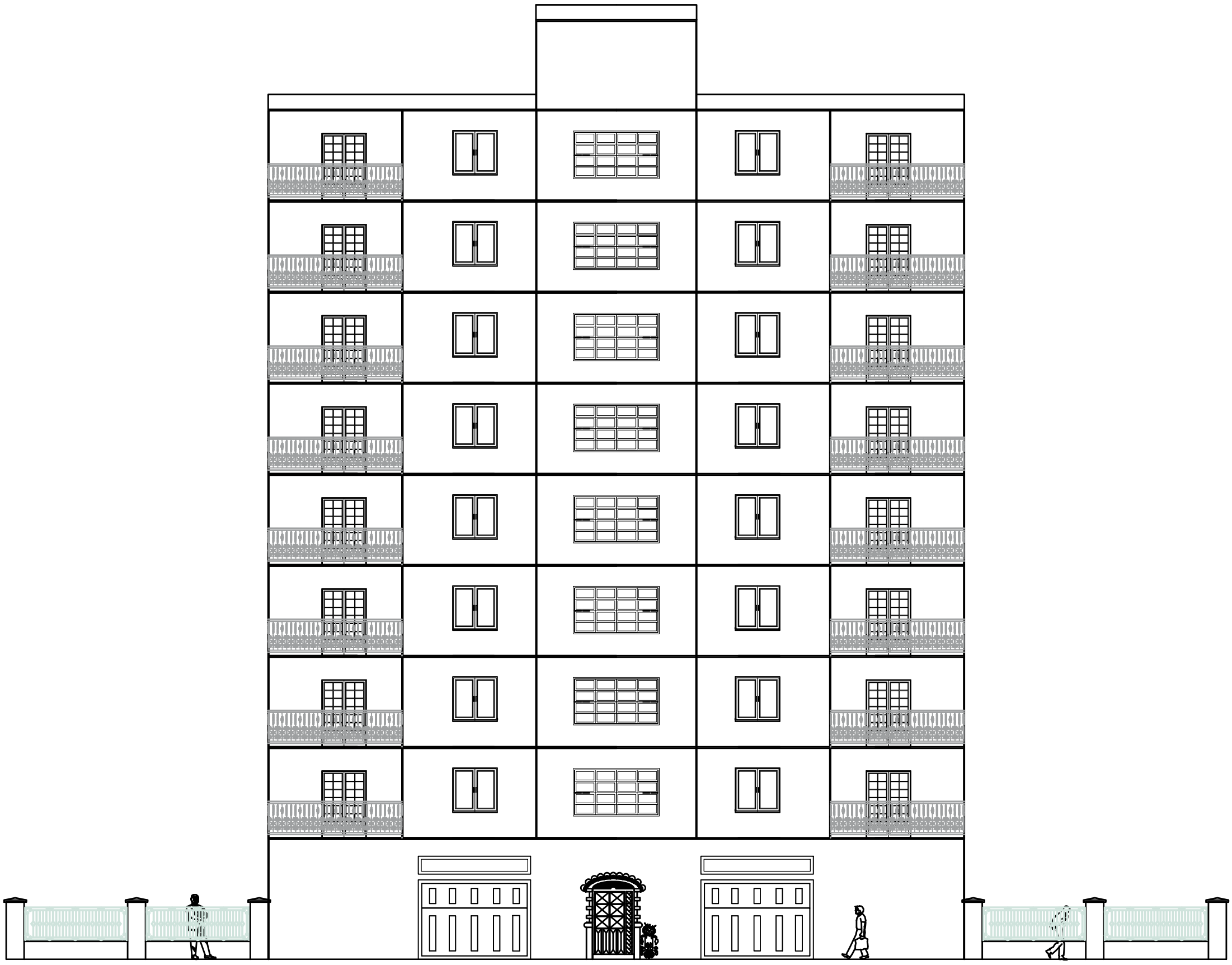
-la sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
-l'économie : diminuer le coût de projet ;
-le confort ;
-l'esthétique.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de six chapitres. Après avoir présenté l'ouvrage, objet de notre étude, (chapitre I), il est indispensable dans un premier temps de procéder à un pré-dimensionnement et d'effectuer une descente de charges pour déterminer les dimensions des éléments constituant notre bâtiment (chapitre II). Il s'agit ensuite de calculer les différents éléments secondaires qui peuvent être calculés indépendamment des éléments porteurs sous leurs propres charges (chapitre III). Ce travail est suivi de l'analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), (chapitre IV) pour déterminer les efforts internes de la structure, qui seront ensuite utilisés afin de déterminer le ferraillage nécessaire des éléments principaux, pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il est indispensable de l'étudier sous l'effet des combinaisons les plus défavorables (chapitre V). Enfin, un dimensionnement et un ferraillage des fondations sont effectués pour qu'elles supportent la superstructure (chapitre VI).
Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferraillage.

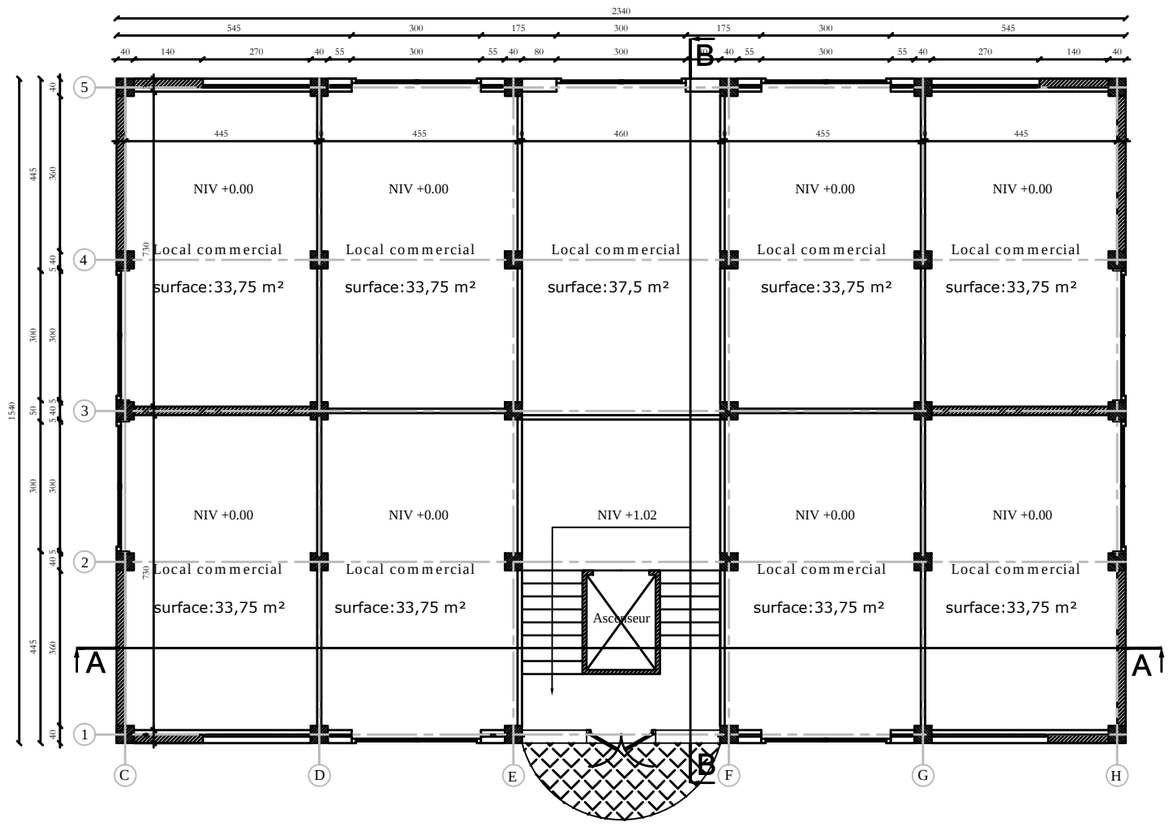
Chapitre

I

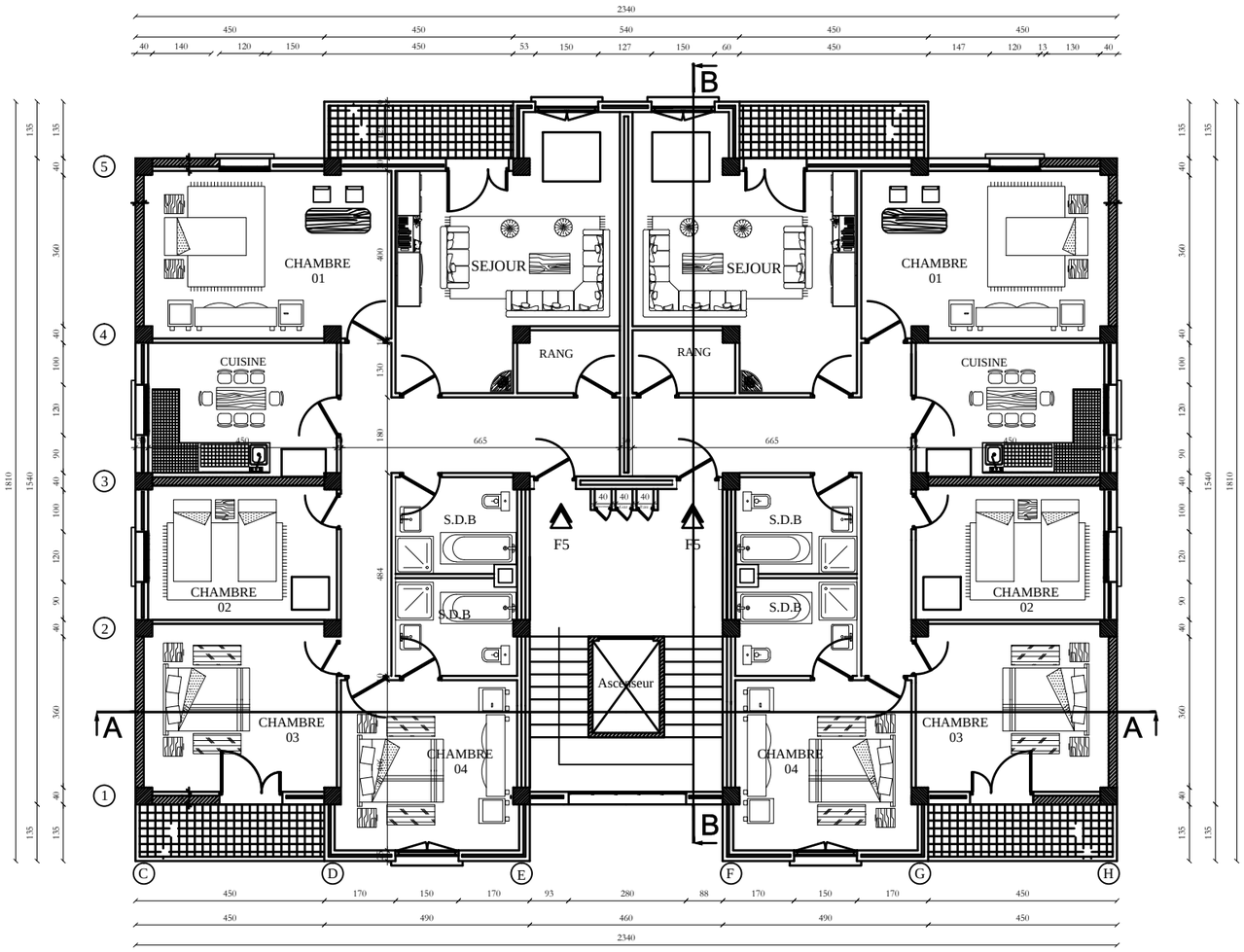
Description de l’ouvrage



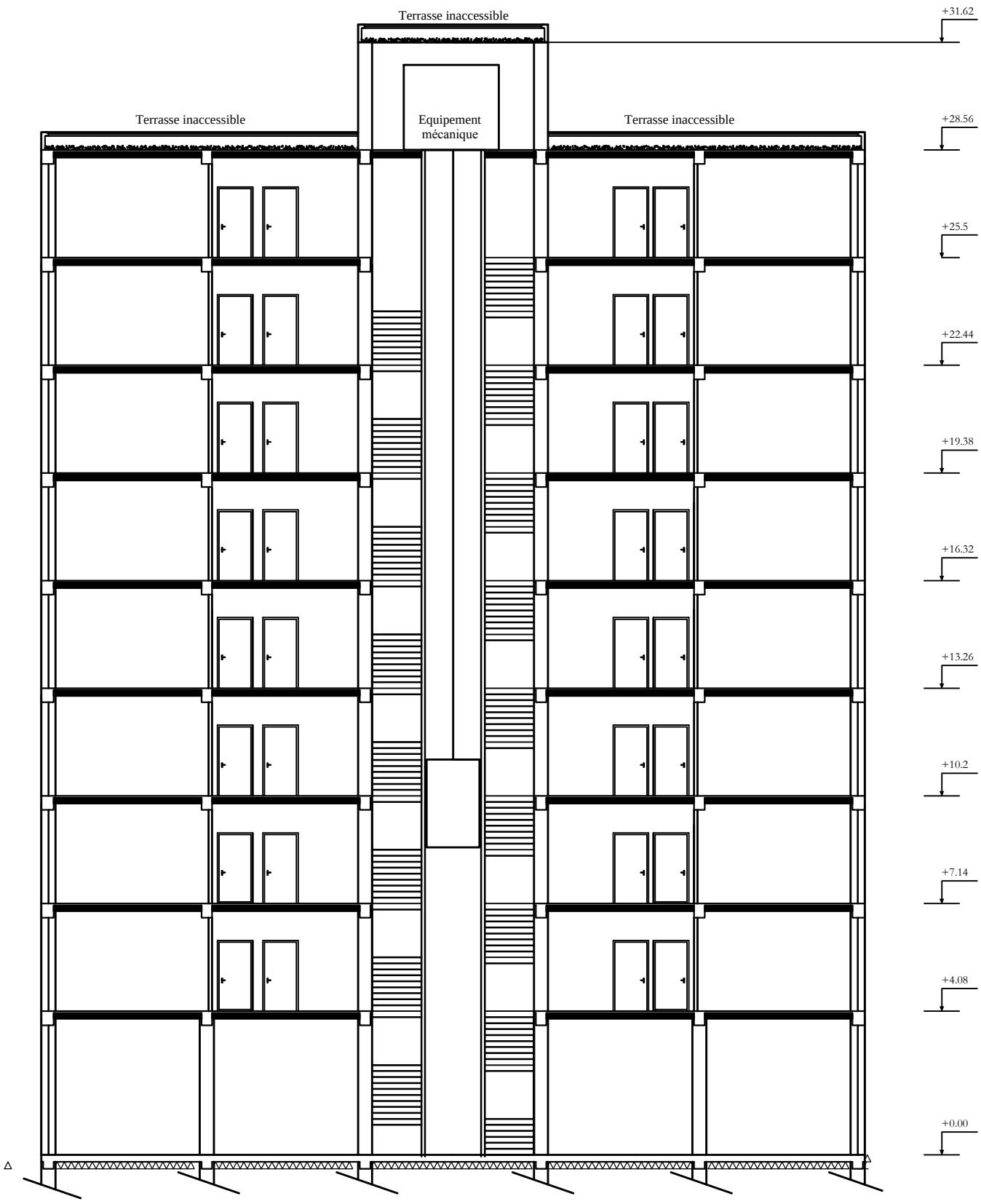
Façade principale



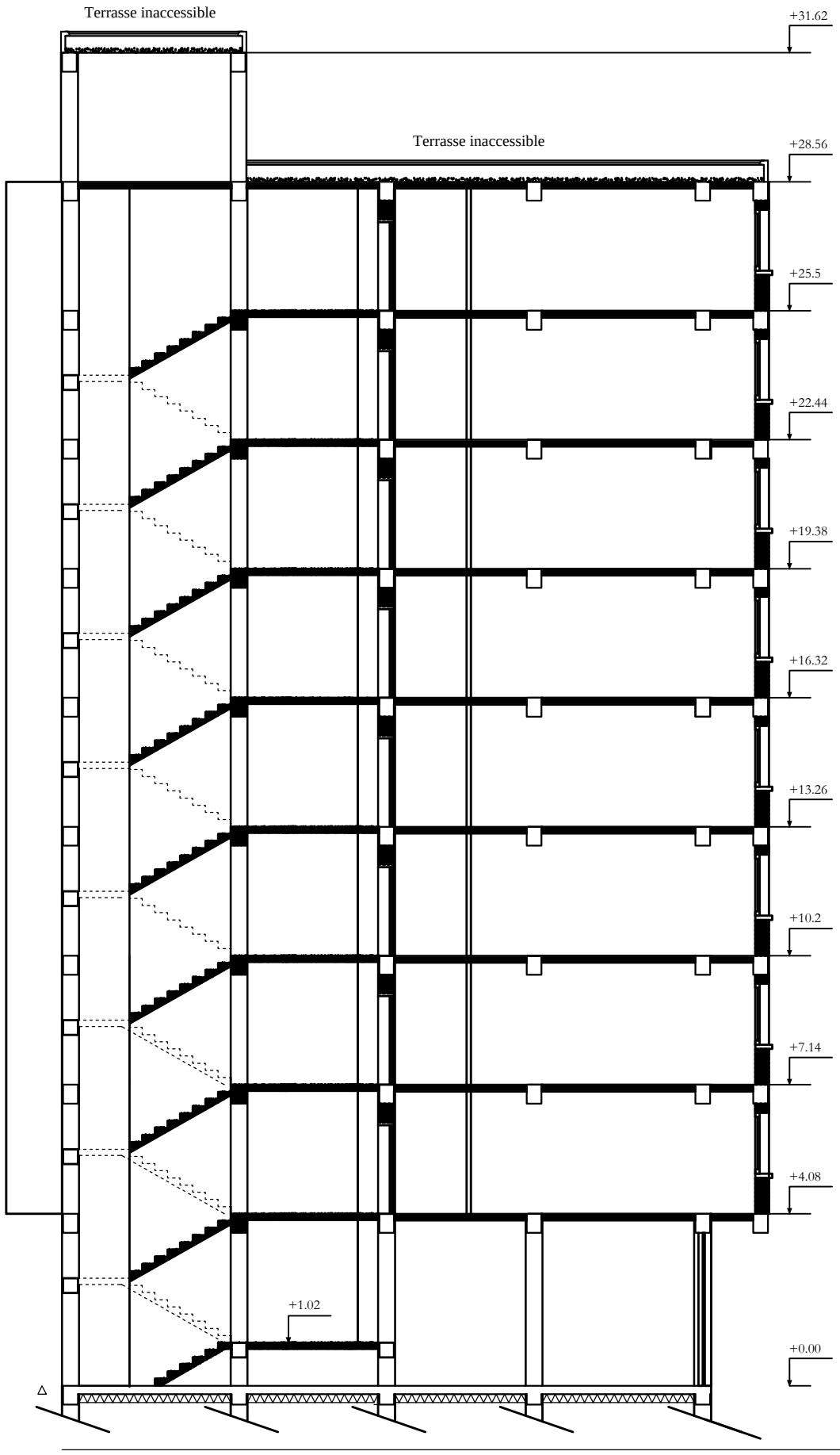
Plan de rez-de-chaussée



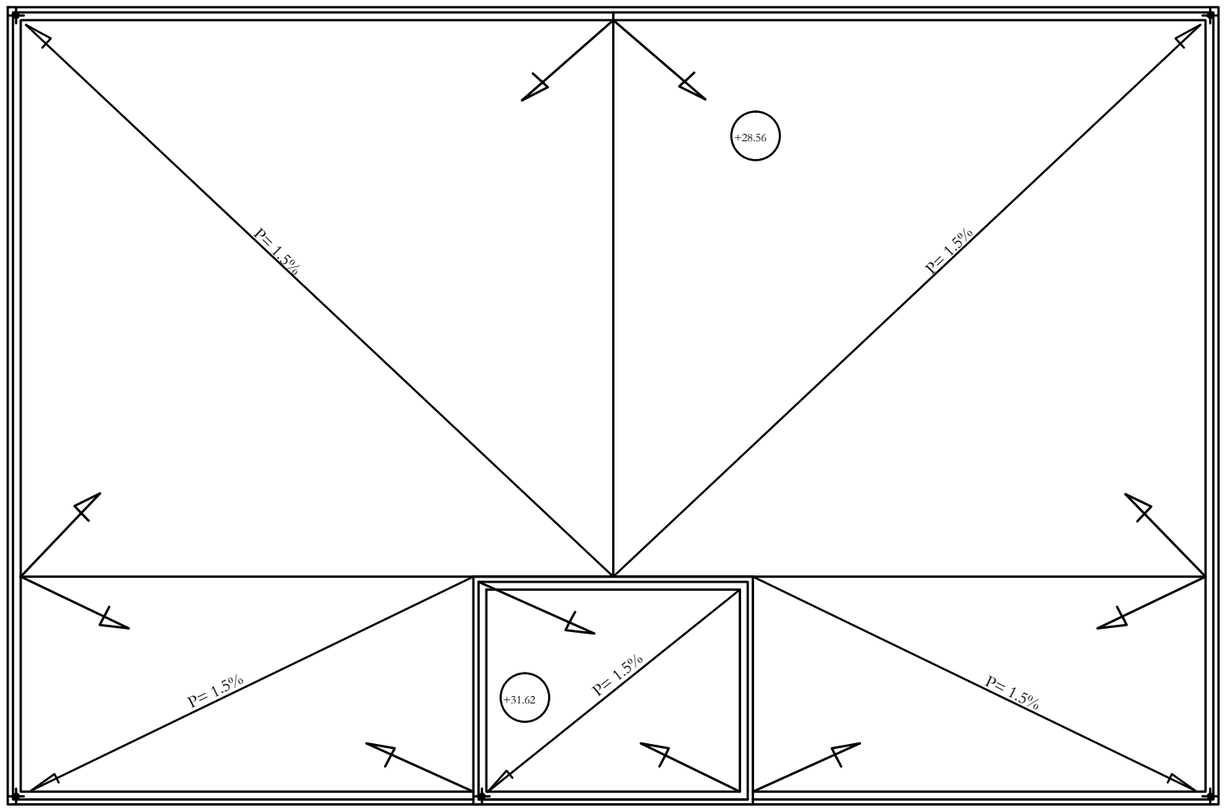
Plan de l'étage courant


Terrasse inaccessible
Terrasse inaccessible
Equipement mécanique
Terrasse inaccessible
+31.62
+28.56
+25.5
+22.44
+19.38
+16.32
+13.26
+10.2
+7.14
+4.08
+0.00

Coupe A-A


Terrasse inaccessible
+31.62
Terrasse inaccessible
+28.56
+25.5
+22.44
+19.38
+16.32
+13.26
+10.2
+7.14
+4.08
+1.02
+0.00

Coupe B-B



Plan de terrasse

I-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les caractéristiques et les éléments de notre projet, suivant le plan d'architecture. Nous ferons l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial, classé par le RPA99 version 2003 comme étant un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (zone IIa). Nous allons également définir les matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage.

Ce bâtiment comporte :

-Un rez-de-chaussée à usage commercial.

-Huit étages à usage d'habitation.

I-2 Présentation de l'ouvrage :

I-2-1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En plan ;

- Longueur totale ……..... 23 m
- Largeur totale ……..... 15 m

En élévation ;

- Hauteur totale ……..... 28,56 m
- Hauteur du RDC ……..... 4,08 m
- Hauteur de l'étage ……..... 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0,60 m

I-2-2- Eléments de l'ouvrage :

L'ossature : L'ossature est composée de :

- Portiques : ils sont transversaux et longitudinaux, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles : ils sont verticaux en béton armé coulés sur place, disposés dans le sens longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges accidentelles tel que le séisme.

Les planchers :

Les planchers sont des aires planes séparant les étages. Ils assurent deux fonctions importantes :

-La Fonction de résistance mécanique : Consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

-.. fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique **:** qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

On distingue dans notre bâtiment deux types de planchers :
-Planchers en corps creux :

Réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux ensuite aux éléments verticaux.

Le plancher terrasse qui est inaccessible comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

-Planchers en dalle pleine :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons, des portes-à-faux, la dalle recouvrant la cage d'ascenseur ainsi que pour les paliers des escaliers.

La maçonnerie :

On distingue deux types :
-Les murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de 30 cm, en briques creuses de 15 cm à l'extérieur et de 10cm à l'intérieur séparées par une lame d'air de 5 cm,
-Les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simples cloisons de briques de 10cm d'épaisseur.

Les revêtements :

Ils seront réalisés en :
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds,
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier à deux volets droits et un palier de repos intermédiaire, réalisé en béton armé, elle est constituée par une série de marches et contremarches permettant de relier les différents étages de la construction.

La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de forme rectangulaire coulée sur place en béton armé.

Les coffrages :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I-3 Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés en laboratoire géotechnique nous donnent les résultats suivants :
-Contrainte admissible de σ_{adm} =2 bars.
-Sol de nature : Meuble (S3).

I-4 Principe des justifications :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans

le BAEL [Art A1.2/ BAEL91].

On distingue deux états limites.

Etat limite ultime (ELU) : Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd en:

- Equilibre statique de la construction (basculement).
- Résistance de chacun des éléments (rupture).
- Stabilité de forme (flambement).

Etat limite de service (ELS) : Etat où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration ; pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, ils prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Cependant ce dernier a un rôle très important pour les constructions de grandes dimensions.

I-5-1 Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène qui se compose de granulats (sable et gravier), d'un liant (ciment), d'eau de gâchage et dans certain cas d'adjuvants. Il est défini par sa résistance qui varie avec la granulométrie, la quantité de ciment, l'eau de gâchage et l'âge du béton.

a- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à « j » jours, déterminée par l'essai d'écrasement des éprouvettes normalisées (16x32 cm^2) par compression axiale. On utilise le plus souvent la résistance à 28 jours, notée f_{c28}.

La contrainte de compression est choisie à défaut de précédents et d'études préalables, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte [Art A.2.1,13/BAEL91].

Pour le présent projet, on adoptera f_{c28} = 25MPa. (Chantiers faisant objet d'un contrôle régulier).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge inférieur à 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40\,\text{MPa} \qquad \text{[Art A.2.1.11, BAEL91 modifié99]}$$

b- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, est définie par la formule valable que pour « $f_{cj} \leq 60$MPa » suivante :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} \qquad \text{[Art A.2.1.12, BAEL91 modifié99]}$$

Pour f_{c28}=25MPa; f_{t28} = 2,1MPa

c- Contrainte limite de service à la compression :

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton [BAEL 91/ Art 4.5.2] est donnée par :

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

Pour f_{c28}=25MPa; $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa

d- Contrainte limite ultime à la compression :

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta.\gamma_b}\,[MPa] \qquad \text{[Art A.4.3.1/BAEL91]}$$

Avec : γ_b: Coefficient de sécurité, $\begin{cases} \gamma_b = 1{,}50 \text{ en situation courante} \\ \gamma_b = 1{,}15 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$

θ = Coefficient de la durée d'application des actions considérées,

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est} \geq 24\text{h.} \\ \theta = 0{,}9 & \text{si la durée d'application est entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0{,}85 & \text{si la durée d'application est} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Pour f_{c28}=25MPa, et de situation courante ; $f_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2MPa$

e- Diagrammes contraintes-déformations du béton : [Art A.4.3.41/BAEL91]

Le diagramme contraintes - déformations « σ_{bc} - ε_{bc} » du béton aux états limites qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul « parabole-rectangle ».

-Etat limite ultime (ELU) :

La relation contraintes-déformations nous donne le diagramme suivant :

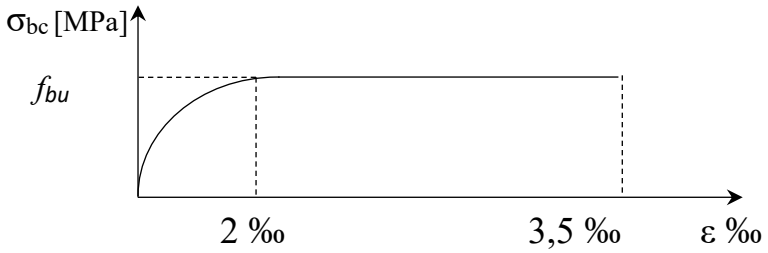


Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

-Etat limite de service (ELS) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS.

La relation contraintes-déformations nous donne le diagramme suivant :

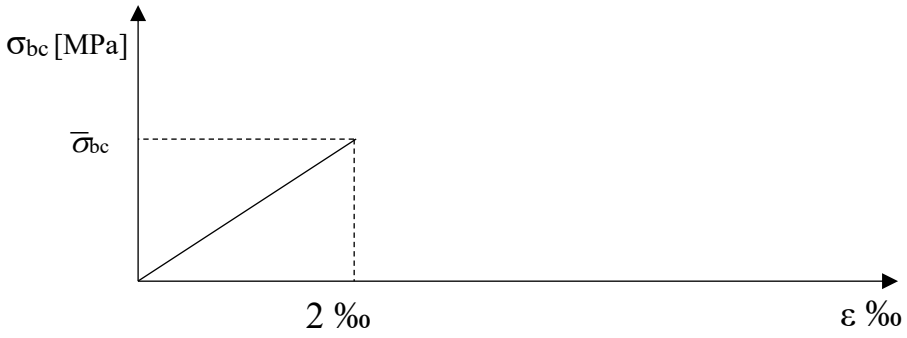


Figure I-2 : Diagramme de contraintes-déformations à l'ELS

f- Déformations du béton :

-Module de déformation longitudinale instantanée du béton : [Art A-2.1.21 BAEL 91]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il en résulte un module égal à :
$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow$ $E_{i28} = 32164{,}2$ MPA.

- Module de déformation longitudinale différée du béton : [Art A-2.1.22 BAEL 91]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton on prend un module égal : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour : $f_{c28} = 25$MPa $\Rightarrow$ $E_{v28} = 10818{,}87$MPa.

-Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G », caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante ;

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

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

-Coefficient de poisson **:** [Art A.2.1,3/BAEL9 modifié99]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\left\{ \nu = \frac{\frac{\Delta_d}{d}}{\frac{\Delta_I}{I}} \right\}, \text{ égal à : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0{,}2 \text{ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.} \end{cases}$$

g-Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle se calcul par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$ [Art A.5.1,1/BAEL91 modifiée99]

La contrainte ultime du cisaillement du béton est : [Art A.5.1,211/BAEL91 modifiée99]

$\tau_u \leq \bar{\tau}_U$=min [0,2 f_{cj} /γ_b ; 5MPa] pour la fissuration non préjudiciable.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_U$=min [0,15 f_{c28} /γ_b; 4MPa] pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I-5-2 Les aciers :

1- Généralités :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour reprendre les efforts que ce dernier ne peut pas supporter. Il se distingue par sa nuance et son état de surface.

-Les aciers ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à l'état limite d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa, respectivement.

-Les aciers à haute adhérence (FeE400. FeE500) correspondant à l'état limite d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa, respectivement.

-Treillis soudé du type TS520, avec une limite d'élasticité garantie de 520 MPa.

a - Module d'élasticité longitudinal de l'acier : [Art 2.2,1/BAEL91 modifiée99]

Le module d'élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : Es = 200 000 MPa.

b- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson des aciers a pour valeur « ν =0,3 ».

c- Contrainte limite :

-A L'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec : γ_s: Coefficient de sécurité.
σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
f_e : Limite élastique de l'acier.

et : $\gamma_s = 1{,}15$ pour le cas courant.
$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel [Art A.4.3.2/BAEL 91].

D'où : σ_S= 348 MPa, pour les aciers à haute adhérence FeE400.

-A L'ELS :

Dans le but de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on limite les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations à l'état de service. On a trois cas:

- **Fissuration peu préjudiciable :**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

[Art A.4.5.32/BAEL 91 modifié99]

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}} \right\}$ [Art A.4.5.33/BAEL 91modifié99]

Avec :

η : Coefficient de fissuration
- η=1 : Pour les ronds lisses (RL).
- η=1,3 : Pour les hautes adhérences (HA) dont ø < 6mm.
- η=1,6 : Pour les hautes adhérences (HA) dont ø ≥ 6mm.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

- **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}} \right\}$ [Art A.4.5.34/BAEL 91 modifié99]

2- Protection des armatures : [Art A.7.1/BAEL91modifié99]

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

- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

3- Diagramme des contraintes-déformations de l'acier : [Art A.2.2.2/BAEL91]

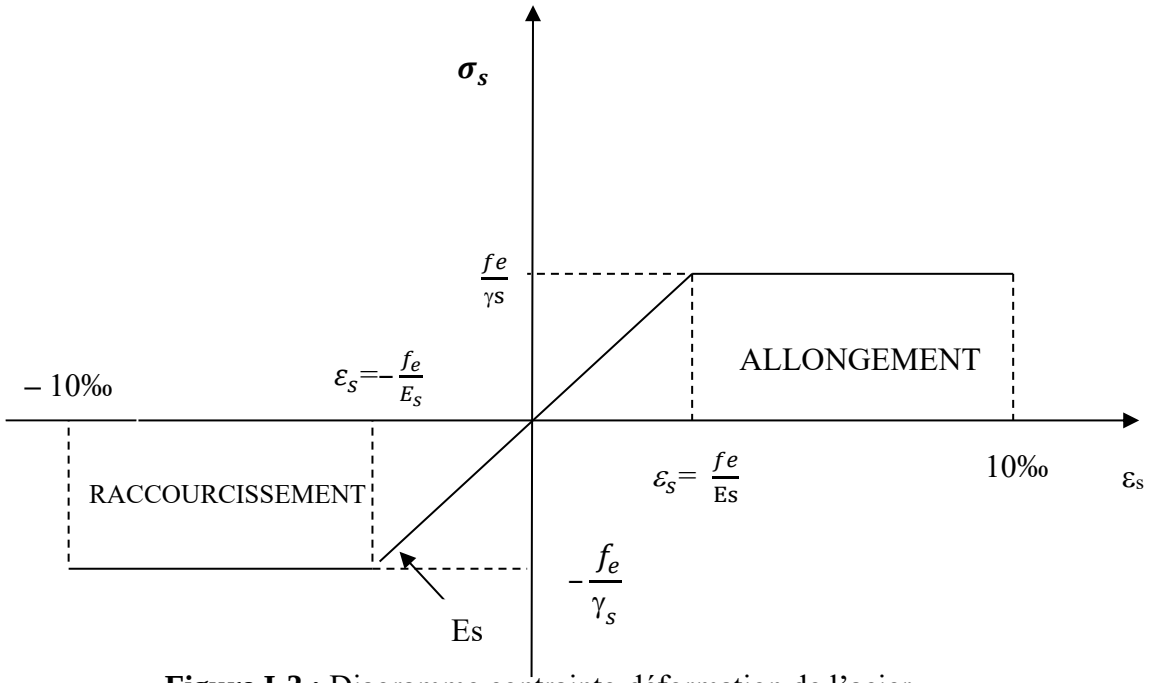


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Chapitre

II

Pré-dimensionnement

II-1 Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement de notre projet.

Le pré-dimensionnement des éléments (planchers, poteaux, poutres et voiles) permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II-2 Les planchers :

II-2-1 Plancher à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres (dommages) qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. La hauteur totale du plancher notée <h_t> est calculée selon la formule suivante :

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

Avec ; h_t : hauteur maximale du plancher

L_{max} : portée libre entre nu des appuis de la plus grande portée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L_{max} = 400 - 25 = 375$ (25[cm] dimension minimale donnée par le RPA 99 en zone IIa).

On aura donc : $h_t \geq \frac{375}{22,5}$, soit : $h_t \geq 16,67cm$

Ainsi, on adoptera pour un plancher de hauteur totale **h_t=20 cm** un plancher **(16+4)** :

16 *cm* pour la hauteur du corps creux.

4 *cm* pour la hauteur de la dalle de compression

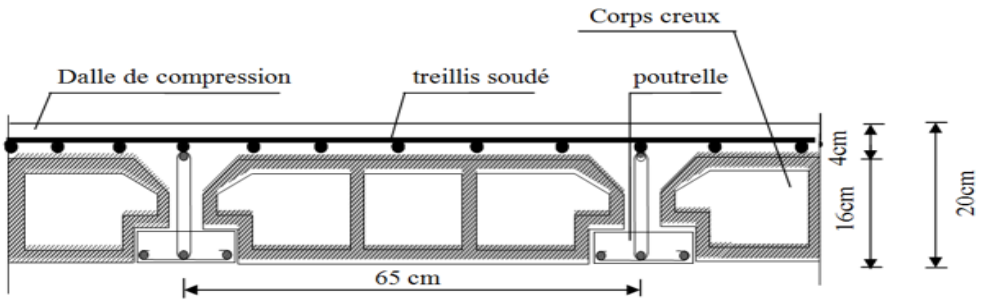


Figure II-1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II-2-2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

a- Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$e \geq \frac{L_0}{10}$, *Avec* : e : épaisseur de la dalle,
L_0 : portée libre.

Balcons et portes-à-faux :

La portée libre des balcons : $L_0 = 135cm$

Donc : $e \geq \frac{135}{10} = 13,5$ cm

On optera pour e = 15cm

b- Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

c- Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$L = 13,3\log(10M)$ si $M \geq 200kg/m^2$

$L = 15\log(M) + 9$ si $M \geq 200kg/m^2$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de $350kg/m^2$, d'où l'épaisseur minimale de la dalle est de :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14cm$$

Nous prenons pour les balcons et les portes-à-faux **e = 15cm**.

II-3 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$ alors $a \geq \frac{h_e}{20}$

Pour: $h_e = 408 - 40 = 368cm \rightarrow a \geq \frac{368}{20} \rightarrow a \geq 18,4cm$

On opte pour **a = 20cm**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (**ℓ**) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, selon l'article [Art 7.7.1 du RPA99].

Avec : ℓ_{min} : Portée minimale des voiles.
a : Epaisseur des voiles.

Dans notre cas $\ell_{min} = 140$ cm et $4a = 4 \times 20 = 80cm$

$140 > 80 \rightarrow \ell_{min} > 4a \rightarrow$ condition vérifiée.

II-4 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

- Les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \end{cases}$$

Avec : $\boldsymbol{h}$: hauteur de la poutre,
$\boldsymbol{b}$: largeur de la poutre,
$\boldsymbol{L}$: la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Tout en respectant les prescriptions préconisées par le RPA, relatives aux coffrages des poutres en zone II_a :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ H \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II-4-1 Les poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

L = 500 – 25 = 475

-*hauteur :*

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31{,}67 \leq h \leq 47{,}5 \rightarrow$ Soit h=40cm

-*largeur :*

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \rightarrow 0{,}4 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \rightarrow$ Soit b = 25cm

II-4-2 Les poutres secondaires :

L = 400 – 25 = 375

-*hauteur :*

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \leq h \leq 37{,}5 \rightarrow$ Soit h = 35cm

-*largeur :*

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \rightarrow 0{,}4 \times 35 \leq b \leq 0{,}7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5 \rightarrow$ Soit b = 25cm

-Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	***Poutres principales***	***Poutres secondaires***	***Vérifications***
$\boldsymbol{h \geq 30cm}$	40	35	Vérifiée
$\boldsymbol{b \geq 20cm}$	25	25	Vérifiée
$\boldsymbol{h/b \leq 4}$	1,6	1,4	Vérifiée

Tableau II-1 : Vérification des conditions du RPA.

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

- Poutres principales **(25 × 40)** $\boldsymbol{cm^2}$**.**
- Poutres secondaires **(25 × 35)**$\boldsymbol{cm^2}$**.**

II-5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal *N*, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$ Avec : ($N_s = G + Q$)

Avec :
- N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,
- S : Section transversale du poteau,
- G : Charge permanente,
- Q : Surcharge d'exploitation
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par : $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa.

Selon le **[*RPA 99, A7.4.1*]**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1,h_1) ≥ 25 cm→ en zone I et IIa.
- Min (b_1,h_1) ≥ 30 cm→ en zone II_b et III.
- Min (b_1,h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Avec : (b_1 , h_1) : Dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : Hauteur libre d'étage.

II-5-1 Détermination des charges et surcharges :

Pour pré-dimensionner l'élément poteau, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement du DTR.

1- Charge permanente :

On calculera les charges correspondantes aux planchers, étages courants et étage terrasse.

1-a Plancher terrasse :

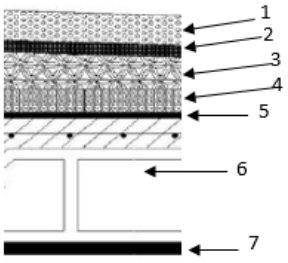
N°	*Désignation*	*Epaisseur [m]*	*ρ [KN/m3]*	*Charge [KN/m²]*	*Schéma*
1	Couche de Gravier	0,05	20	1	
2	Etanchéité Multicouche	0,02	6	0,12	
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32	
4	Feuille polyane	/	/	0,01	
5	Isolation Thermique	0,04	4	0,16	
6	Dalle en corps Creux	(16+4)	14	2,8	
7	Enduit de Plâtre	0,02	10	0,2	
Charge permanente totale G_T				**5,61**	

Figure II-2 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible**.**

Tableau II-2 : Poids propre du plancher terrasse.

1-b Plancher d'étage courant :

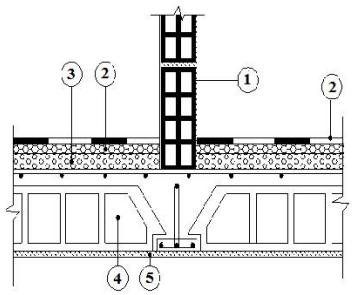
N°	*Désignation*	*Epaisseur [m]*	*ρ[KN/m³]*	*Charge [KN/m²]*	*Schéma*
1	Cloison de séparation interne	0,1	9	0,9	
2	Carrelages + mortier de pose	0,04	22	0,88	
3	Couche de sable	0,02	18	0 ,36	
4	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8	
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2	
Charge permanente totale G_E				**5,14**	

Figure II-3 : Coupe verticale d'un plancher étage courant.

Tableau II-3 : Poids propre du plancher d'étage courant.

1-c Dalle pleine :

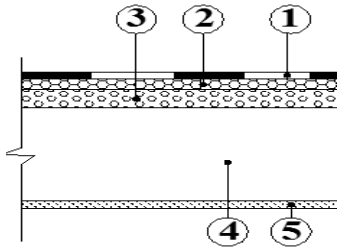
N°	*Désignation*	*Epaisseur [m]*	*ρ [KN/m3]*	*Charge [KN/m²]*	*Schéma*
1	Carrelage en Céramique	0,02	22	0,44	
2	Mortier de pose	0,02	22	0 ,44	
3	Couche de sable	0,02	18	0 ,36	
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75	
5	Enduit ciment	0,015	18	0,27	
Charge permanente totale G_T				**5,26**	

Figure II-4 : Coupe verticale de la dalle pleine.

Tableau II-4 : Poids propre de la dalle pleine.

2- Charges d'exploitation :

Elément	*Surcharge*
• Terrasse inaccessible	• 1
• Plancher étage courant	• 1,5
• RDC à usage commercial	• 2,5
• Acrotère	• 1
• Balcon	• 3,5
• Porte-à-faux	• 2,5
• Escalier	• 2,5

Tableau II-5 : Charges d'exploitations selon le DTR.

II-5-2 Charges et surcharges revenant au poteau :

Surface d'influence :

S =2,375 x (1,875+1,625) + 2,125 x (1,875+1,625) = 15,75 m^2

Poids revenant à chaque plancher :

-Plancher terrasse : P_T =15,75 x 5,61 = 88,36KN

-Plancher d'étage courant : P_E =15,75 x 5,14 = 80,96 KN

Poids revenant à chaque poutre :

-Poutre principale : P_{PP} = 0,4 x 0,25 x (2,375 + 2,125) x 25 = 11,25KN

-Poutre secondaire : P_{PS} = 0,35 x 0,25 x (1,875 + 1,625) x 25 = 7,66KN

Donc le poids total des poutres : P_P = 11,25 + 7,66 = 18,91KN

Surcharge d'exploitation :

-Plancher terrasse : Q_0 =1 x 15,75=15,75KN

-Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7$ = 15,75 x 1,5 = 23,625KN

-Plancher RDC : Q_8 = 2,5 x 15,75 = 39,375KN

II-5-3 La loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui compose notre ouvrage n > 5, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitations différentes.

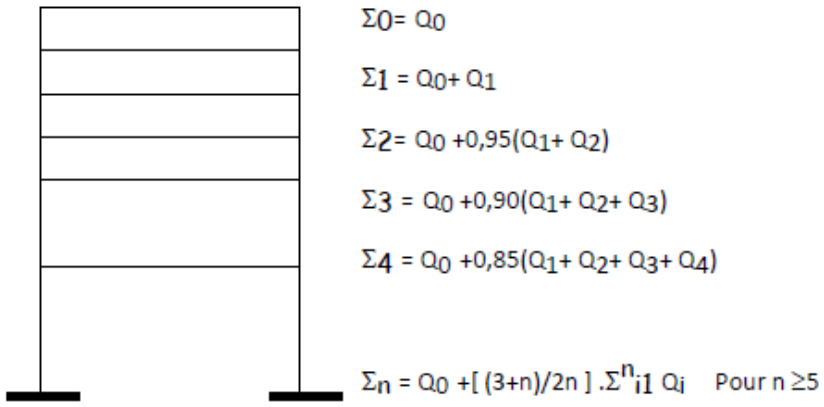


Figure II-5 : Schéma descriptif de la dégression des charges

niveau	28,56	25,5	22,44	19,38	16,32	13,26	10,2	7,14	4,08
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687

Tableau II-6 : Valeurs des coefficients de la formule de dégression des charges.

Q_0 = 15,75 KN

$Q_8 = Q_0 + Q_1$ = 15,75 + 23,625 = 39,375 KN

$Q_7 = Q_0 + 0,95\ (Q_1 + Q_2)$ = 15,75 + 0,95 (23,625x 2) = 60,638 KN

$Q_6 = Q_0 + 0,90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ = 15,75 + 0,90 (23,625 x3) = 79,538 KN

$Q_5 = Q_0 + 0,85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ = 15,75 + 0,85 (23,625x4) = 96,075 KN

$Q_4 = Q_0 + 0,80\ (Q_1 + Q_2 + \ldots. + Q_5)$ = 15,75 + 0,80 (23,625x 5) = 110,25 KN

$Q_3 = Q_0 + 0,75\ (Q_1 + Q_2 + \ldots. + Q_6)$ = 15,75 + 0,75 (23,625x6) = 122,063 KN

$Q_2 = Q_0 + 0,714\ (Q_1 + Q_2 + \ldots. + Q_7)$ = 15,75 + 0,714 (23,625x7) = 133,828 KN

$Q_1 = Q_0 + 0,687\ (Q_1 + Q_2 + \ldots. + Q_8)$ = 15,75 + 0,687(23,625x7) +23,625 =152,988 KN

Les sections adoptées sont comme suit :

Niveau	*charges permanentes [KN]*					*Charges d'exploitations [KN]*		*efforts normaux*	*Section en [cm²]*	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{bc}}}$	Section adopté en cm²
08	88,36	18,91	4,781	112,051	112,051	15.35	15,75	127,801	85,2	**(35x35)**
07	80,96	18,91	4,781	104,651	216,702	23.02	39,375	256,077	170,718	**(35x35)**
06	80,96	18,91	4,781	104,651	321,353	23.02	60,638	381,991	254,66	**(35x35)**
05	80,96	18,91	4,781	104,651	426,004	23.02	79,538	505,542	337,028	**(40x40)**
04	80,96	18,91	4,781	104,651	530,655	23.02	96,075	626,73	417,82	**(40x40)**
03	80,96	18,91	4,781	104,651	635,306	23.02	110,25	745,556	497,04	**(40x40)**
02	80,96	18,91	4,781	104,651	739,957	23.02	122,063	862,02	574,68	**(45x45)**
01	80,96	18,91	4,781	104,651	844,608	23.02	133,828	978,436	652,39	**(45x45)**
RDC	80,96	18,91	6,375	106,245	950,853	38.37	152,988	1103,841	735,894	**(45x45)**

Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des calculs relatifs à la détermination de la section des poteaux.

Remarque : Les sections ont été adoptées aprés vérification de la condition de l'éffort normal (Voir page 68)

- Du RDC au 2ème étage ; 45 x 45 cm^2
- Du 3ème au 5ème étage ; 40 x 40 cm^2
- Du 6ème au 8ème étage ; 35 x 35 cm^2

II-5-4 Vérification des sections des poteaux : [ART.7.4/RPA99(version2003)]

- Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm, en zone I et II
- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm , en zone III
- Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20
- 1/4 < b_1/h < 4

Les recommandations du RPA citées ci-dessus sont vérifiées pour les sections des poteaux adoptées.

II-5-5 Vérification au flambement :

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$,

Avec :
- i : rayon de giration $\sqrt{\frac{I}{S}}$
- l_f : longueur de flambement ($l_f = 0{,}7 l_0$),
- l_0 : longueur libre du poteau,
- S : section transversale du poteau (bxh),
- I: moment d'inertie ($I = b\,h^3/12$)

D'où : $\lambda = l_f/i = l_f/\sqrt{\frac{I}{S}} = 0{,}7 l_0/\sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0{,}7\, l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$

-Du RDC au 2eme étage ; 45 x 45 cm^2, et l_0 =4,08m → 21,98 < 50

-Du 3eme au 5^{éme} étage ; 40 x 40 cm^2, et l_0 =3,06m → 18,55 < 50

-Du 6^{éme} au 8^{éme} étage ; 35 x 35 cm^2, et l_0 =3,06m → 21,20 < 50

Conclusion :

Pour les poteaux, il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement.

Chapitre

III

Calcul des éléments secondaires

III- Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier des éléments du bâtiment qui peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III-1 Plancher :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et de la dalle de compression d'épaisseur (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-1-1- Calcul des poutrelles :

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

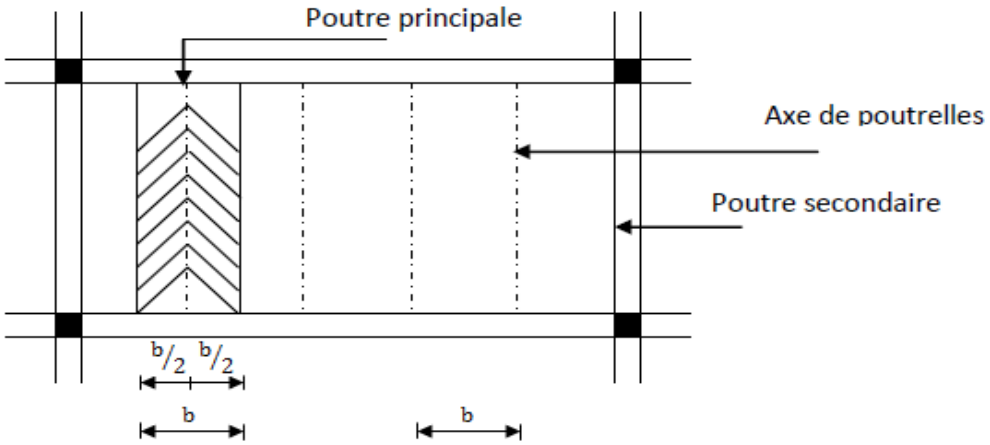


Figure III-1-1 : Disposition des poutrelles.

Le calcul se fait suivant le coulage de la dalle de compression:

Avant coulage : Son but est de déterminer si la poutrelle peut reprendre les charges (son poids propre, poids du corps creux et le poids de l'ouvrier). Dans la réalisation de nos planchers nous allons prévoir des étais intermédiaires qui serviront d'appuis pour la poutrelle.

Après coulage : On considère que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q_U uniformément repartie (combinaison de charges et surcharges).

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.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Plancher terrasse :**

– Poids propre du plancher : $G = 5{,}61 \times 0{,}65 = 3{,}65 kN/ml$

– Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0{,}65$ =0,65kN/ml

- **Plancher étage courant :**

– Poids propre du plancher : $G = 5{,}14 \times 0{,}65$ =3,34kN/ml

– Surcharge d'exploitation : $Q = 1{,}5 \times 0{,}65$ =0,975kN/ml

- **Plancher étage à usage commerciale :**

– Poids propre du plancher : $G = 5{,}14 \times 0{,}65$ =3,34kN/ml

– Surcharge d'exploitation : $Q = 2{,}5 \times 0{,}65$ =1,625 kN/ml

➢ **Combinaison de charges :**

Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}65) + 1{,}5(0{,}65) = 5{,}90$ kN/ml

ELS : $q_s = G + Q = (3{,}65) + (0{,}65) = 4{,}30$ kN/ml

Plancher étage courant (à usage habitation) :

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}34) + 1{,}5(0{,}975) = 5{,}97$ kN/ml

ELS: $q_s = G + Q = (3{,}34) + (0{,}975) = 4{,}32$ kN/ml

Plancher étage à usage commerciale :

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}34) + 1{,}5(1{,}625) = 6{,}946$ kN/ml

ELS: $q_s = G + Q = (3{,}34) + (1{,}625) = 4{,}965$ kN/ml

Remarque :

On constate que le chargement du plancher RDC est le plus défavorable.

III-1-2 Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est d'épaisseur de 4cm, ferraillée avec un treillis soudé de nuance TS520 dont l'espacement des mailles ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : [Art B.6.8,423/BAEL91modifié99]

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A_\perp = \frac{4L'}{f_e}$ *Avec* : L' : Distance entre axes des poutrelles (50 ≤ L'≤ 80cm). Dans notre cas L'=65 [cm]

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

On adoptera $5T5/ml \rightarrow A_\perp = 1{,}17 cm^2$. Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} \geq \frac{A_\perp}{2} = \frac{1{,}17}{2} = 0{,}59 cm^2$

On adoptera $5T5/ml \rightarrow A_{//} = 1{,}17 cm^2$. Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

Nous optons donc pour le ferraillage de la dalle de compression, un treillis soudé (TLE 520) de diamètre 5mm et de mailles (200x200) mm^2.

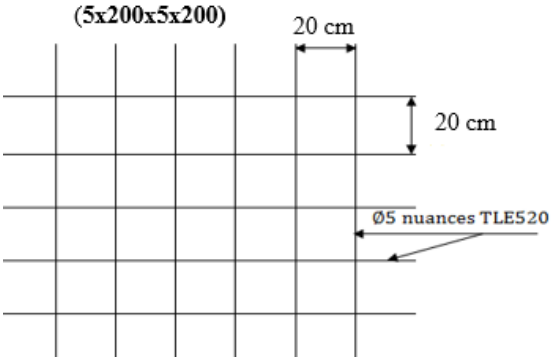


Figure III-1-2 : Treillis soudé.

III-1-3 Calcul de la largeur de la table de compression : [article A4.1,3/BAEL 91]

L_1 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (L_1=65-12=53cm)
L : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.
b_0 : Largeur de la nervure. (b_0 = 12cm)
h : Hauteur de la section h = (16+4) cm
h_0 : Epaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4cm)

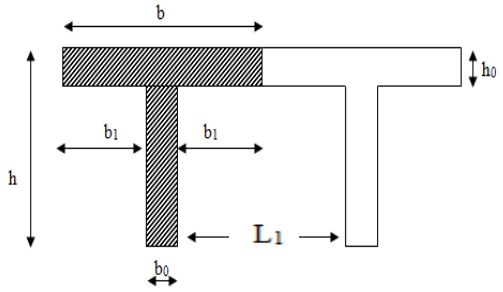


Figure III-1-3 : Section en Té.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té, l'article [A.4.1, 3 BAEL91] préconise que la largeur efficace b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_1}{2}, \frac{L}{10}, 8h_0\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{65-12}{2}, \frac{400}{10}, 8\text{x}4\right) = \min(26{,}5\ ;\ 40\ ;\ 32) \longrightarrow b_1 = 26{,}5\text{cm}$$

$b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 26{,}5) + 12 = 65\text{cm}$ (b : Largeur de la table de compression)

Méthode de calcul :

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

1- Méthode forfaitaire.
2- Méthode de Caquot.
3- Méthode des trois moments.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : [Art B.6.2,210/BAEL 91modifie 99]

Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré sont :

$$Q = 1{,}625 \text{kN/m}^2$$
$$G = 3{,}34 \text{kN/m}^2$$

a- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée :
La surcharge d'exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m^2.

$Q = 1{,}625 < max\{2G\ ; 5\text{KN/m}^2\} = 6{,}68\text{kN/m}^2$ → La condition est vérifiée.

b- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. → La condition est vérifiée.

c- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{1+i}} \leq 1{,}25$$

	Sens Longitudinal			***Sens Transversal***		
Travée	***Longueur [m]***	***L_i/L_{i+1}***	***Conclusion***	***Longueur [m]***	***L_i/L_{i+1}***	***Conclusion***
L_1	4,5	**1,0**	***Condition vérifiée***	4,0	**1,14**	***Condition vérifiée***
L_2	4,5			3,5		
L_2	4,5	**0,9**	***Condition vérifiée***	3,5	**1,0**	***Condition vérifiée***
L_3	5,0			3,5		
L_3	5,0	**1,25**	***Condition vérifiée***	3,5	**0,88**	***Condition vérifiée***
L_4	4,0			4,0		

Tableau III-1-1 : Résumé de la condition de portées successives des travées.

d- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Conclusion : Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée, on va donc opter pour cette méthode.

III-1-3-a Exposition de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_e et M_w à partir d'un moment isostatique M_0 de travée supposée indépendante soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

a- $M_{ti} \geq \max\{1{,}05M_{0i}\ , (1+0{,}3\alpha)M_{0i}\} - \frac{M_e+M_w}{2}$

b- $\begin{cases} M_{ti} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{0i} \rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \\ M_{ti} \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{0i} \rightarrow \text{Travée de rive.} \end{cases}$

M_{ti}: Moment maximal en travée considérée;
M_e: Moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
M_w: Moment sur l'appui de gauche en valeur absolue;
M_{0i}: Valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

c- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6 M_{0i} Pour une poutre à deux travées.
0,5 M_{0i} Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
0,4 M_{0i} Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues à gauche et à droite de l'appui. Sur les appuis de rive, les valeurs des moments sont prises égales à 0,3M_{0i}.

III-1-3-b Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}34) + 1{,}5(1{,}625) = 6{,}946 \ \text{kN/ml}$
ELS: $q_s = G + Q = (3{,}34) + (1{,}625) = 4{,}965 \ \text{kN/ml}$

III-1-4 Calcul des efforts internes à l'ELU :

Application de la méthode

Calcul du rapport des charges α

$$\propto = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1{,}625}{3{,}34+1{,}625} = 0{,}327 \rightarrow \quad \left(0 < 0{,}327 < \frac{2}{3}\right) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

- $1 + 0.3\ \alpha = 1{,}098$
- $\frac{1+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}549$
- $\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}649$

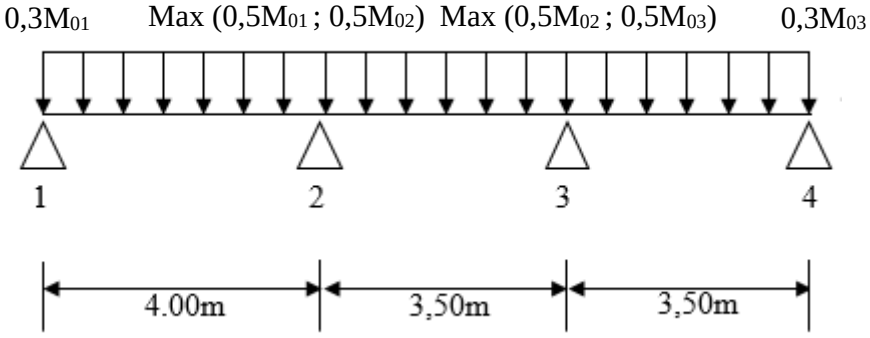


Figure III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

1- Calcul des moments aux appuis :

- **Moments isostatiques :**

$$M_{0i} = q_u \times \frac{(L_i)^2}{8} \qquad \text{Avec :} \quad q_u = 6{,}946 \text{kN/ml}$$

$$M_{01} = 6{,}946 \times \frac{(4)^2}{8} = 13{,}892 \text{kN.m} \ ; \quad M_{02} = M_{03} = 6{,}946 \times \frac{(3{,}5)^2}{8} = 10{,}636 \text{kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$M_1 = 0{,}3M_{01} = 0{,}3 \times 13{,}892 = 4{,}167 \text{kN.m}$

$M_2 = 0{,}5\max(M_{01}; M_{02}) = 0{,}5 \times 13{,}892 = 6{,}946 \text{ kN.m}$

$M_3 = 0{,}5\max(M_{02}; M_{03}) = 0{,}5 \times 10{,}636 = 5{,}318 \text{ kN.m}$

$M_4 = 0{,}3M_{03} = 0{,}3 \times 10{,}636 = 3{,}19 \text{ kN.m}$

2- Calcul des moments en travées :

a- Travées de rive 1-2 :

$M_{t1-2} = \max(M_{t12A}, M_{t12B})$

- $M_{t12A} \geq (1 + 0{,}3\alpha)M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2}$ et $(1 + 0{,}3\alpha) = 1{,}098 \geq 1{,}05$

  $M_{t12A} \geq 1{,}098 \times 13{,}892 - \frac{4{,}167 + 6{,}946}{2} = 9{,}69 \text{ KN.m}$

- $M_{t12B} \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{01} = 0{,}649 \times 13{,}892 = 9{,}01 \text{kN.m}$

On prend :

$$\mathbf{M_{t1-2} = 9{,}69 \text{ kN.m}}$$

b- Travées intermédiaire 2-3 :

$M_{t2-3} = \max(M_{t23A}, M_{t23B})$

- $M_{t23A} \geq (1 + 0{,}3\alpha)M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2}$ et $(1 + 0{,}3\alpha) = 1{,}098 \geq 1{,}05$

  $M_{t23A} \geq 1{,}098 \times 10{,}636 - \frac{6{,}946 + 5{,}318}{2} = 5{,}55 \text{ KN.m}$

- $M_{t23B} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0{,}549 \times 10{,}636 = 5{,}83 \text{ kN.m}$

On prend :

$$\mathbf{M_{t2-3} = 5{,}83 \text{ kN.m}}$$

c- Travées de rive 3-4 :

$M_{t3-4} = \max(M_{t34A}, M_{t34B})$

- $M_{t34A} \geq (1 + 0{,}3\alpha)M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2}$ et $(1 + 0{,}3\alpha) = 1{,}098 \geq 1{,}05$

  $M_{t34A} \geq 1{,}098 \times 10{,}636 - \frac{5{,}318 + 3{,}19}{2} = 7{,}42 \text{ KN.m}$

- $M_{t34B} \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{03} = 0{,}649 \times 10{,}636 = 6{,}9 \text{kN.m}$

On prend :

$$\mathbf{M_{t3-4} = 7{,}42 \text{ kN.m}}$$

3- Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_i(X) = \theta(X) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right] \quad \text{Avec : } \theta(X=0) = \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(X=L_i) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$$

$$T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right] \qquad T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}\right]$$

$T_i(x)$: effort tranchant sur appui ;
M_i et M_{i+1} : moments sur appuis en valeur algébrique ;
T_i : effort tranchant sur l'appui « i » de la travée ;
T_{i+1} : effort tranchant sur l'appui « i+1 » de la travée ;
L_i : longueur de la travée

	Travée 1-2	***Travée 2-3***	***Travée 3-4***
T_i [KN]	14,58	11,69	11,54
T_{i+1} [KN]	−13,19	−12.62	−12,76

Tableau III-1-2 : Valeurs des efforts tranchant à l'ELU.

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

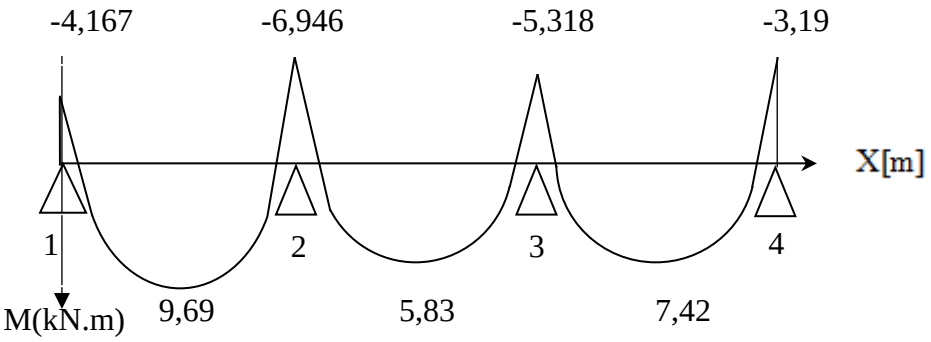


Figure III-1-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**.**

- **Efforts tranchant** :

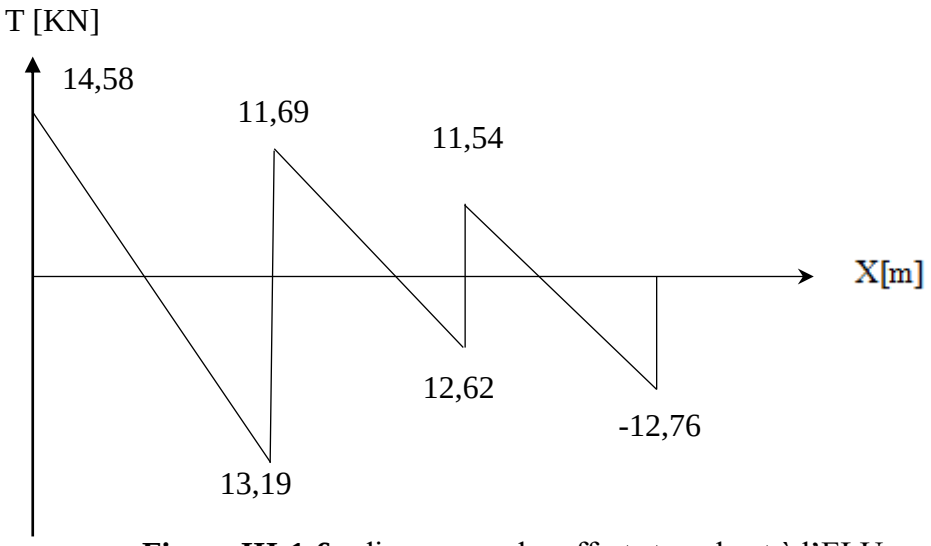


Figure III-1-6 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III-1-5 Calcul des armatures :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té.
Le ferraillage se fera avec le moment maximal

$$M_t^{max} = 9{,}69 \text{ kN.m}$$
$$M_{app}^{max} = 6{,}946 \text{ kN.m}$$
$$T_{max} = 14{,}58\text{kN}$$

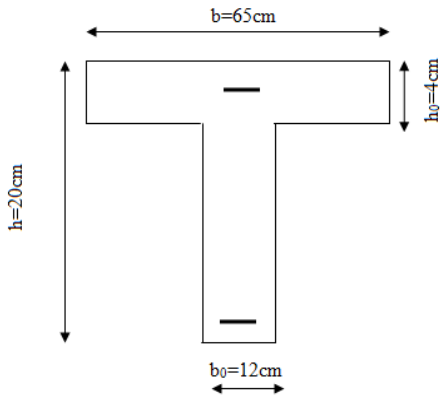


Figure III-1-7 : Schéma d'une poutrelle.

1- Armatures longitudinales :

a – En travée : $M_t^{max} = 9{,}69 \text{ kN.m}$

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}2 \times 10^3 = 59{,}072 \text{ kN.m}$$

$$M = 59{,}072\text{KN.m} > M_t^{max} = 7{,}97\text{KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression. La section en Té à calculer sera considérée comme une section rectangulaire de dimension (b x h) = (20 x 65) cm.

$$M = \frac{M_t^{max}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{9{,}69\times10^5}{65\times18^2\times1420} = \quad 0{,}032 < \mu_0 = 0{,}392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$\mu = 0{,}032 \rightarrow \beta = 0{,}948$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{9{,}69 \times 10^5}{0{,}948 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1{,}57 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA10 = 2,35 cm²

b- Aux appuis : $M_{app}^{max} = 6{,}946 \text{ kN.m}$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b_0=12cm, de hauteur h =20cm et de hauteur utile d=18 cm.

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{b_0.d^2 f_{bc}} = \frac{6{,}946\times10^5}{12\times18^2\times14{,}2\times10^2} = \quad 0{,}125 < 0{,}392 \quad \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$\mu = 0{,}125 \rightarrow \beta = 0{,}933$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6{,}946 \times 10^5}{0{,}933 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1{,}18\text{cm}^2$$

Nous adopterons 2HA10 = 1,57 cm²

2- Armatures transversales : [Art A.7.2, 2/BAEL 91modifié99]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right] = \min\left[\frac{20}{35}; \emptyset_l; \frac{12}{10}\right] \rightarrow \emptyset_t \leq \min[0{,}57; 10; 1{,}2] = 0{,}57\text{cm}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des bares.

b : Largeur de la poutre ; b_0 = 12cm.

h : Hauteur de la poutre ; h = 20cm.

$\emptyset_l$; Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec A_t = 2HA8=1 cm^2

- **Espacement des armatures transversales** [Art A.5.1,22/ BAEL91 modifié 99]

$$S_t \leq \min(0{,}9d\,; 40\text{cm}) = \min(0{,}9 \times 18\,; 40\text{cm}) = 16{,}2\text{cm}$$

soit : $S_t = 15\text{cm}$

III-1-6 Vérifications :

a- Condition de non fragilité [Art A.4.2,1/BAEL91modifié99]

- **<u>En travées</u> :** $A_t \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 65 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\text{cm}^2$

  $A_t = 2{,}35\text{cm}^2 > A_{min} = 1{,}41\text{cm}^2$ → Condition vérifiée.

- **<u>Aux appuis</u> :** $A_t \geq A_{min} = 0{,}23b_0d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26\text{cm}^2$

  $A_{app} = 1{,}57\text{cm}^2 > A_{min} = 0{,}26\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b- Vérification de l'effort tranchant : [Art A5.1,1 et Art A 5.1,211/BAEL91modifié99]

Dans le cas où les fissurations sont peu nuisibles

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}3\,; 5) = 3{,}33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14{,}58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}67\text{ MPa} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c- Influence de l'effort tranchant sur le béton : [Art A.5.1,313/BAEL91modifié99]

$$\overline{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 18 \times 12 = 129{,}6\text{kN} \qquad \text{Avec : } a = 0{,}9d$$

$V_{max} = 14{,}58\text{ KN} \leq \overline{V}_u = 129{,}6\text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

d- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Lorsque : $M_u \leq 0{,}9V_u.d$, on doit prolonger au-delà du bord des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort de : $V_u + \frac{M_u}{0{,}9d}$

M_u = 6,946 kN.m > $0{,}9Vu\ d = 0{,}9$ x 0,18 x 14,58 = 2,36 kN. m

Les armatures calculées sont suffisantes.

V_u : Effort tranchant maximal;

M_{max}: Moment fléchissant maximal en valeur absolue.

e- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Au niveau de la jonction table nervure :

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{\boldsymbol{V_u(b-b_0)}}{\boldsymbol{1{,}8.b.dh_0}} = \frac{14{,}58\times(0{,}65-0{,}12)}{1{,}8\times0{,}65\times0{,}18\times0{,}04}\times 10^{-3} = 0{,}917\ MPa$$

$\tau = 0{,}917\ MPa\ <\ \tau = 3.33\ MPa \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis :

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{\boldsymbol{2V_u}}{\boldsymbol{0{,}9.db_0}} = \frac{2\times14{,}58}{0{,}9\times0{,}18\times0{,}12}\times 10^{-3} = 1{,}5\ MPa$$

$$\tau = 1{,}5\ MPa\ < \frac{0{,}8.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8\times 25}{1{,}5} = 13{,}33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f- Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis :

[Art A.6.1, 3/BAEL91modifié99]

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$ (Aciers haute adhérence $\rightarrow$ $\Psi s = 1.5$)

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

Ψ_s: Coefficient de scellement

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3{,}14 \times 1 = 6{,}28\text{cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{14{,}58 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 6{,}28 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1{,}43\text{MPa}$$

$$\left.\begin{matrix}\tau_{se} = 1{,}43\ \text{MPa}\\ \overline{\tau}_{se} = 3{,}15\ \text{MPa}\end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1{,}43\ \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15\ \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement) donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

g- Calcul de la longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset\ f_e}{4\ \tau_{se}}, \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0{,}6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1{,}0 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27\text{cm}$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4xLs pour les aciers H.A.

$L_c = 0{,}4Ls = 0{,}4\times 35{,}27 = 14{,}11\text{cm} \Rightarrow$ On prend $L_c = 20\ cm$

III-1-7 Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour les poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul obtenu à l'ELU par le coefficient qs/qu :

On a : $\mathbf{q_s = 4,965\ KN/ml}$ $\mathbf{q_u = 6,946\ KN/ml}$ $\Longrightarrow$ $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,965}{6,946} = 0,715$

-Moments :

- **Aux appuis :**

M_1 = 0,715 x 4,167 = 2,979 kN.m
M_2 = 0,715 x 6,946 = 4,965 kN.m
M_3 =0,715 x 5,318 = 3,80 kN.m
M_4 =0,715 x 3,19 = 2,28 kN.m

- **En travées :**

M_{t1-2} = 0,715 x 9,69 = 6,93 kN.m
M_{t2-3} = 0,715 x 5,83 = 4,17 kN.m
M_{t1-2} = 0,715 x 7,42 = 5,31 kN.m

-Effort tranchant :

	Travée 1-2	***Travée 2-3***	***Travée 3-4***
T_i [KN]	10,42	8,36	8,25
T_{i+1} [KN]	−9,43	−9,02	−9,12

Tableau III-1-3 : Valeurs des efforts tranchant à l'ELS.

III-1-8 Les vérification à L'ELS :

Les Etats limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

a- vérification de la résistance du béton à la compression [ArtA.4.5, 2/BAEL91modifié99]

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$

-En travée :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,20 \rightarrow \beta_1 = 0,927 \rightarrow K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,93 \times 10^6}{0,927 \times 180 \times 235} = 176,73MPa < \overline{\sigma}_s = 348MPa \rightarrow Condition\ vérifiée.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176,73}{53,49} = 3,29MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow Condition\ vérifiée.$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25,32$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200,56}{25,32} = 7,92MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow Condition\ vérifiée.$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art A.4.5, 3 /BAEL91 modifié99]

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c- Etat limite de déformation [Art B.6.5, 2/BAEL91modifié99]

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.
Les règles du BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec : h : Hauteur totale de la section de nervure.
b_0 : La largeur de la nervure.
L : Portée libre maximale.
d : Hauteur utile.
M_t : Moment max en travée.
M_0 : Moment max de la travée isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow Condition\ non\ vérifiée.$$

La première condition n'étant pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

➢ **Calcul de la flèche :**[Art. B6.5.2/ BAEL91]

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm$$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible
E_V : Module de déformation différé
I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

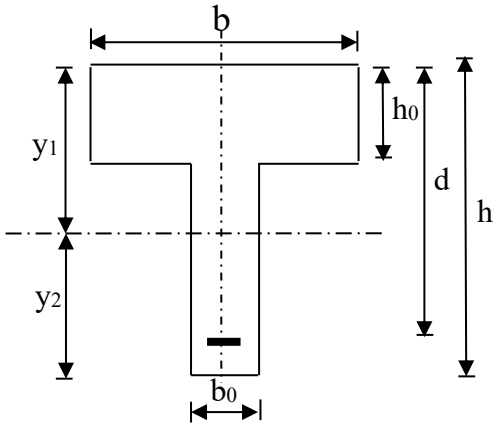


Figure III-1-8 : Caractéristiques de la poutrelle.

- **Module de déformation différé**

$E_V = 10818{,}87\text{MPa}$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A_t(y_2 - c)^2$$

avec : $y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0}$ (y_1 : Position de l'axe neutre)

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$B_0 = B + n.A = (b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + nA_t$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2{,}35 = 487{,}25\text{cm}^2$

S/xx : Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx.

$$S/_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2{,}35 \times 18 = 3458{,}5\text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458{,}5}{487{,}25} = 7{,}1\text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}1 = 12{,}9\text{cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12 \times (7{,}1^3 + 12{,}9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7{,}1 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15 \times 2{,}35 \times (12{,}9 - 2)^2 = 20003{,}24cm^4$$

- **Inertie fictive**

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

- Calcul des coefficients

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 0{,}01 \rightarrow \beta_1 = 0{,}982$$

La Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_S = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{6{,}93 \times 10^3}{0{,}982 \times 18 \times 2{,}35} = 166{,}83MPa$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01 \times 166{,}83 + 2{,}1}; 0\right\} = \max\{0{,}42;\ 0\} = 0{,}42$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0{,}01} = 1{,}645$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 20003{,}24}{1 + 1{,}645 \times 0{,}42} = 13012{,}93\,cm^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6{,}93 \times 10^2 \times 4000^2}{10 \times 10818{,}87 \times 13012{,}93} = 7{,}87mm < \overline{f} = 8mm$$

$$\mathbf{f < \overline{f} \rightarrow La\ condition\ est\ vérifiée}$$

Les armatures adoptées à l'ELU sont satisfaisantes à l'ELS.

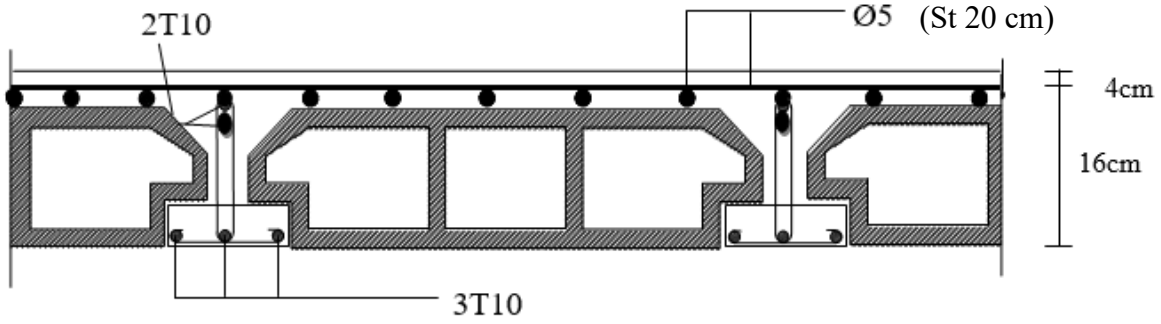


Figure III-1-9 : Schéma de ferraillage du plancher.

III-2- Les escaliers :

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, il est à deux volées et un palier intermédiaire.

III-2-1 Terminologie :

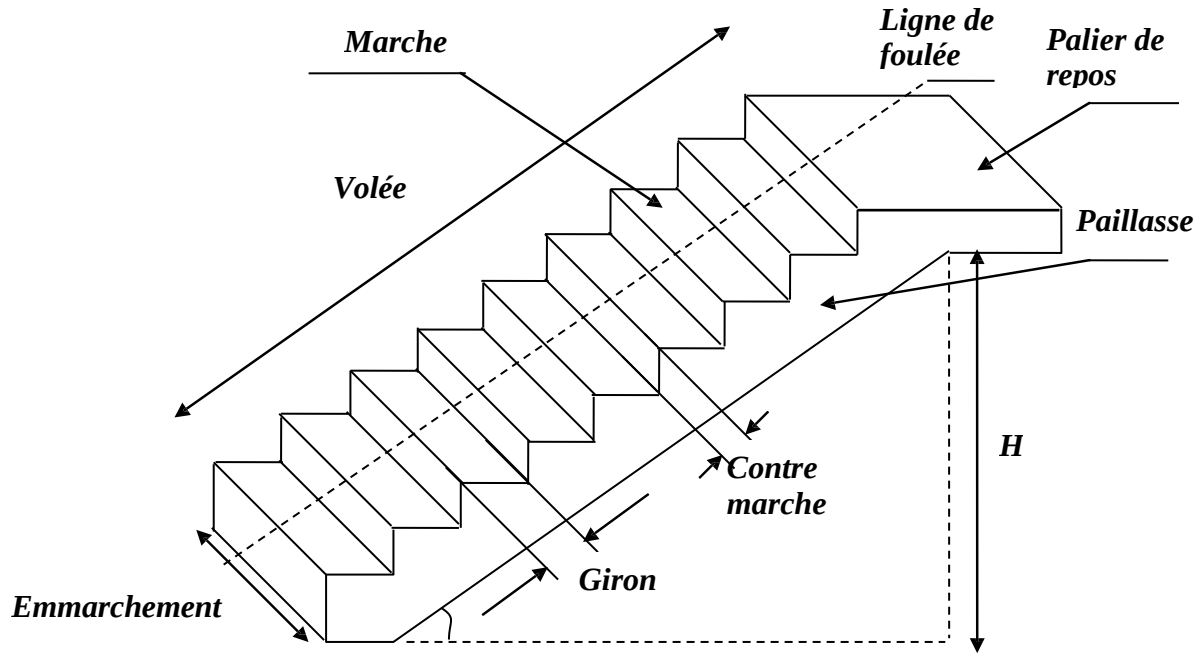


Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'escalier.

- La marche est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm. L'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillit sur la contre marche.
- La hauteur de la contre marche (h) est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron (g) est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- La volée est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Le palier est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- L'emmarchement (E) représente la largeur de la marche.
- La paillasse est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- La ligne de foulée représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III-2-2 Pré-dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

a- Schéma statique :

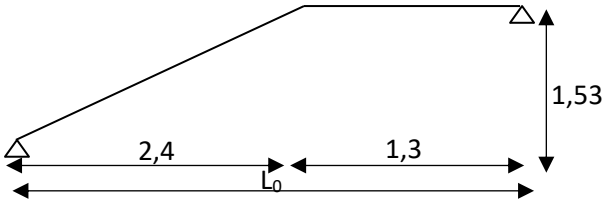


Figure III-2-2 : Schéma statique.

b- Pré-dimensionnement :

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur les plans.

59cm ≤ g + 2h ≤66cm.

On a : 14cm ≤ h ≤ 18cm. On prend h = 17cm.

-Nombre de contre marche (n) : n = H / h =153 / 17= 9.

-Nombre de marche (m) : m = n – 1 = 9 – 1 = 8.

-L'emmarchement L_2 :

En habitation collective l'emmarchement doit être supérieur à120cm. On prend L_2 = 130cm.

-La longueur de la ligne de foulée : L_1= g (n-1) = 30 (9-1) = 240cm.

-Relation de BLONDEL :

59 cm ≤ g + 2h = g + 2(17) ≤ 66 cm

25 cm ≤ g ≤ 32 cm soit : g = 30

c-Vérification :

59cm ≤ g + 2h = 30 + 2(17) = 62 ≤ 66cm → Condition vérifiée.

On a donc une hauteur de contremarche de « h = 17cm » et un giron de « g = 30 cm »

d- Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L_0}{30} \leq \text{ep} \leq \frac{L_0}{20}$$

$$tg\ \propto = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0{,}637 \rightarrow \propto = 32{,}52° \rightarrow \cos \propto = 0{,}843$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \propto} = \frac{240}{0{,}843} = 284{,}7\text{cm}$$

$L_0 = L + L_2 = 284{,}7 + 130 = 414{,}7$cm

$\frac{414{,}7}{30} \leq ep \leq \frac{414{,}7}{20}$ →13,82 ≤ *ep* ≤ 20,74

Donc on adopte une épaisseur : ep = 17cm.

e- Charges et surcharges :

On admet que le poids est uniformément reparti sur la paillasse, puisque les dimensions des marches sont très faibles par rapport à la portée de la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 ml de projection horizontale simplement appuyée en flexion simple.

e-1 Charges permanentes :

Paillasse		***Palier***	
Eléments	***Poids propre [KN/ml]***	***Eléments***	***Poids propre [KN/ml]***
La paillasse	25x 0,17/cos 32,52 = 5,04	***Palier***	2500x0, 17x1 = 4,25
La marche	25x 0,17/2 x 1 = 2,12	***Revêtement***	
Carrelages scellées	22x 0,02 x 1 = 0,44	***Carrelage***	22x0,02x1 = 0,44
Lit de sable	18x 0,02 x 1 = 0,36	***Mortier de pose***	22x0,02x1 = 0, 44
Enduit plâtre	10x 0,02 x 1 = 0,20	***Lit de sable***	18x0,02x1 = 0,36
Mortier de pose	22 x 0,02 x 1 = 0,44	***Enduit de plâtre***	10x0,02x1 = 0,2
Gp = 8,60 KN/ml		Gp = 5,69 KN/ml	

Tableau III-2-1 : Charges permanentes dans la paillasse et le palier.

e-2 Charge d'exploitation :

Palier et paillasse: Q = 2,5 KN/ml.

e-3 Combinaison de charges :

	ELU: 1,35G+1,5Q [KN/ml]	***ELS: G+Q [KN/ml]***
Palier	11,43	8,19
Paillasse	15,36	11,1

Tableau III-2-2 : Combinaison de charge à l'ELU et à l'ELS.

f- Calcul a l'ELU :

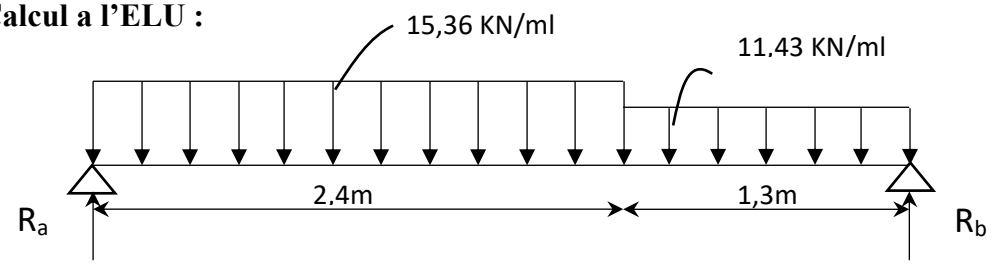


Figure III-2-3 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

Réactions d'appuis : D'après les formules de RDM

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15{,}36 \times (2{,}40) + 11{,}43 \times (1{,}30) = 51{,}723 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3{,}7 \times R_A - 15{,}36 \times \left(\frac{2{,}40}{2} + 1{,}30\right) \times 2{,}4 - 11{,}43 \times \frac{1.30^2}{2} = 0$$

Donc : $\begin{cases} R_A = 27{,}52 \text{ KN.} \\ R_B = 24{,}20 \text{ KN.} \end{cases}$

Moment fléchissant et effort tranchant :

	Expressions de l'effort tranchant et du moment	***X (m)***	***Ty [KN]***	***Mz [KN.m]***
0 ≤ x ≤ 2,4m	$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow Ty = 15{,}36x - 27{,}52$	0	-27,52	0
	$\sum M_{/G} = 0 \rightarrow Mz = 27{,}52x - 7{,}68x^2$	2,4	9,344	21,81
0 ≤ x ≤1,3m	$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow Ty = 24{,}2 - 11{,}43x$	0	24,2	0
	$\sum M_{/G} = 0 \rightarrow Mz = 24{,}2x - 5{,}715x^2$	1,3	9,341	21,81

Tableau III-2-3 : Valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

Calcul du moment maximal « M_{max} » :

$\frac{dMz(x)}{dx} = -Ty$ Donc : Ty = 0 → Mz = Mmax

Ty =0 → $Ty = 15{,}36x - 27{,}52 = 0$ → x = 1,79m

Mz (1,79) = 24,653 kN.m et Ty (1,79) = 0

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée par des coefficients réducteurs (0,3 et 0,85) :

- Aux appuis : $M_u^{app} = -0{,}3M$ → $M_A = M_B$ = - 7,396 KN.m
- En travée : $M_u^t = 0{,}85M$ → Mt = 20,955 KN.m.

Diagrammes de l'effort tranchant et des moments :

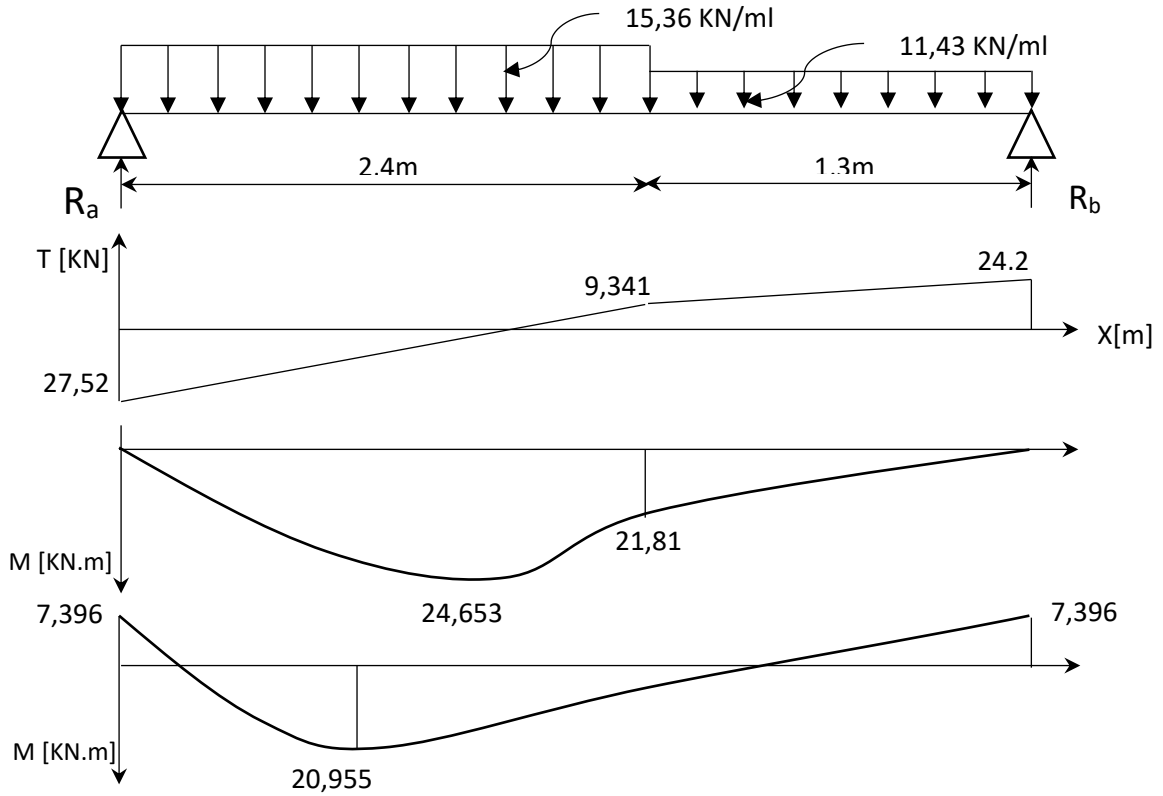


Figure III-2-4 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

III-2-3 Calcul de la section d'armature :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple.

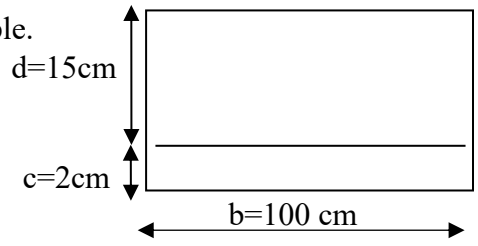


Figure III-2-5 : Dimensions de la section à ferrailler.

a- Armatures principales :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7{,}396 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14{,}2} = 0{,}023$$

$\mu_b \leq \mu_l = 0{,}392 \rightarrow La\ section\ est\ simplement\ armée$

$\mu_b = 0{,}023 \rightarrow \beta = 0{,}9885$

$$A_a = \frac{M_u^{app}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7{,}396 \times 10^3}{0{,}9885 \times 15 \times 348} = 1{,}43\ cm^2$$

Soit : **Aa = 4HA8 =2,01 cm²**, avec un espacement **St = 25cm**.

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20{,}955 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14{,}2} = 0{,}066$$

$\mu_b \leq \mu_l = 0{,}392 \rightarrow La\ section\ est\ simplement\ armée$

$\mu_b = 0{,}066 \rightarrow \beta = 0{,}966$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20{,}955 \times 10^3}{0{,}966 \times 15 \times 348} = 4{,}16 cm^2$$

Soit : **At = 4HA12 =4,52 cm²**, avec un espacement **St = 25cm**.

b- Armatures de répartition : [RPA 99 modifié 2003].

$A_r = {A_S}/{4}$

- En appuis :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}503 cm^2$$

Soit : **Ar = 4HA6 = 1,13 cm²**, avec un espacement **St = 25cm**.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13 cm^2$$

Soit : **Ar = 4HA8 = 2,01 cm²**, avec un espacement **St = 25cm**.

III-2-4 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité [Art A.4.2,1/BAEL91modifié99]

$$A_t \geq A_{min} = 0{,}23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 15 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}81 cm^2$$

En travées : $A_t = 4{,}52 cm^2 > A_{min} = 1{,}81 cm^2$ → Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 2{,}01 cm^2 > A_{min} = 1{,}81 cm^2$ → Condition vérifiée.

b- Vérification de l'espacement des barres : [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99]

Armatures principales : S_t =25cm ≤ min {3h =51cm, 33cm} = 33cm → Condition vérifiée

Armatures de répartition : S_t =25cm ≤ min {4h = 68 cm, 45cm} = 45cm → Condition vérifiée.

c- Vérification de l'adhérence des barres : [Art A.6.1,3/ BAEL91modifié99]

$\tau_{sc} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa (Aciers haute adhérence → Ψs = 1.5)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 10{,}05$cm

D'où : $\tau_{sc} = \frac{27{,}52 \times 10^3}{0{,}9 \times 150 \times 100{,}5} = 2{,}03\text{MPa} = 2{,}03\text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15\text{MPa}$ →Condition vérifiée

Il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

d- Vérification de l'effort tranchant : [Art A5.1,1 et Art A 5.1,211/BAEL91modifié99]

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}3\,; 5) = 3{,}33\text{MPa}$ (Fissurations peu nuisibles)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{27{,}52 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0{,}183\text{MPa} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis : [Art A.5.1,313/BAEL91]

$\overline{V}_u = 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4 \frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 15 \times 100 = 900\text{kN}$ Avec : $a = 0{,}9d$

$V_{max} = 27{,}52\text{KN} \leq \overline{V}_u = 900\text{kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

f- Influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis : [Art A.5.1,321/BAEL91]

On doit vérifier : $A_a \leq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u^a}{0{,}9.d}\right)$

$\frac{1{,}15}{400}\left(27{,}52 \times 10^3 - \frac{9{,}341 \times 10^3}{0{,}9 \times 0{,}15}\right) = 0{,}118\,cm^2 < A_a = 2{,}01\,cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant « V_u » n'a pas d'influence sur les armatures.

g- Calcul la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4.\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6.\psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\,MPa$

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33\,cm$$

Pour les aciers H. A : $L_c = 0{,}4 \times L_s$

$L_c = 0{,}4 \times 42{,}32 = 16{,}928$cm , Soit $L_c = 17$ cm

III-2-5 Vérification à l'ELS :

Le même raisonnement qu'a l'ELU a été effectué pour déterminer les efforts internes, les résultats sont :

R_A [KN]	R_B [KN]	M_S^{Max}=M(1,79) [KN.m]	T_S^{Max} [KN]	M_S^t [KN.m]	M_S^{app} [KN.m]
19,87	17,417	17,78	19,87	15,113	-5,334

Tableau III-2-4 : Valeurs des efforts internes.

a- La contrainte de compression dans le béton :

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{St} = f_e / \gamma_S = 400/\ 1{,}15 = 348\text{MPa}$.

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}52}{100 \times 15} = 0{,}301 \rightarrow \beta_1 = 0{,}913 \text{ et } K_1 = 42{,}51$$

$$\sigma_s = \frac{M_S^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15{,}113 \times 10^6}{0{,}913 \times 150 \times 4{,}52 \times 10^2} = 244{,}15\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_S = 348\text{ MPa} \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{k_1} = \frac{244{,}15}{42{,}51} = 5{,}74\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 15} = 0{,}134 \rightarrow \beta_1 = 0{,}939 \text{ et } K_1 = 66{,}97$$

$$\sigma_s = \frac{M_S^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5{,}334 \times 10^6}{0{,}939 \times 150 \times 2{,}01 \times 10^2} = 188{,}41\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_S = 348\text{ MPa} \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{188{,}41}{66{,}97} = 2{,}81\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après l'article [B.6.3 du BAEL91], on admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

c- Etat limite de déformation [Art B.6.5, 2/BAEL91modifié99]

La flèche développée doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec : h : hauteur totale de la section de nervure.

b_0 : La largeur de la nervure.

L : portée libre maximale.

d : hauteur utile.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

La première condition n'étant pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

➢ **Calcul de la flèche : [**Art. B6.5.2/ BAEL91]

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q_s^{max} \times L^2}{384 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74cm$$

Avec :

- **Module de déformation différé «** E_V »

$$E_V = 10818,87MPa$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée «** I_{fv} »

$$I_{fv} = \frac{b \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15A_t(y_2 - c)^2$$

avec : $y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0}$

B_0 Aire de la section homogène.

$$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + (15 \times 4,52) = 1767,8\ cm^2$$

S/xx Moment isostatique de section homogène par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times (17)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15 = 15467\ cm^2$$

$$y_1 = \frac{15467}{1767,8} = 8,75cm$$

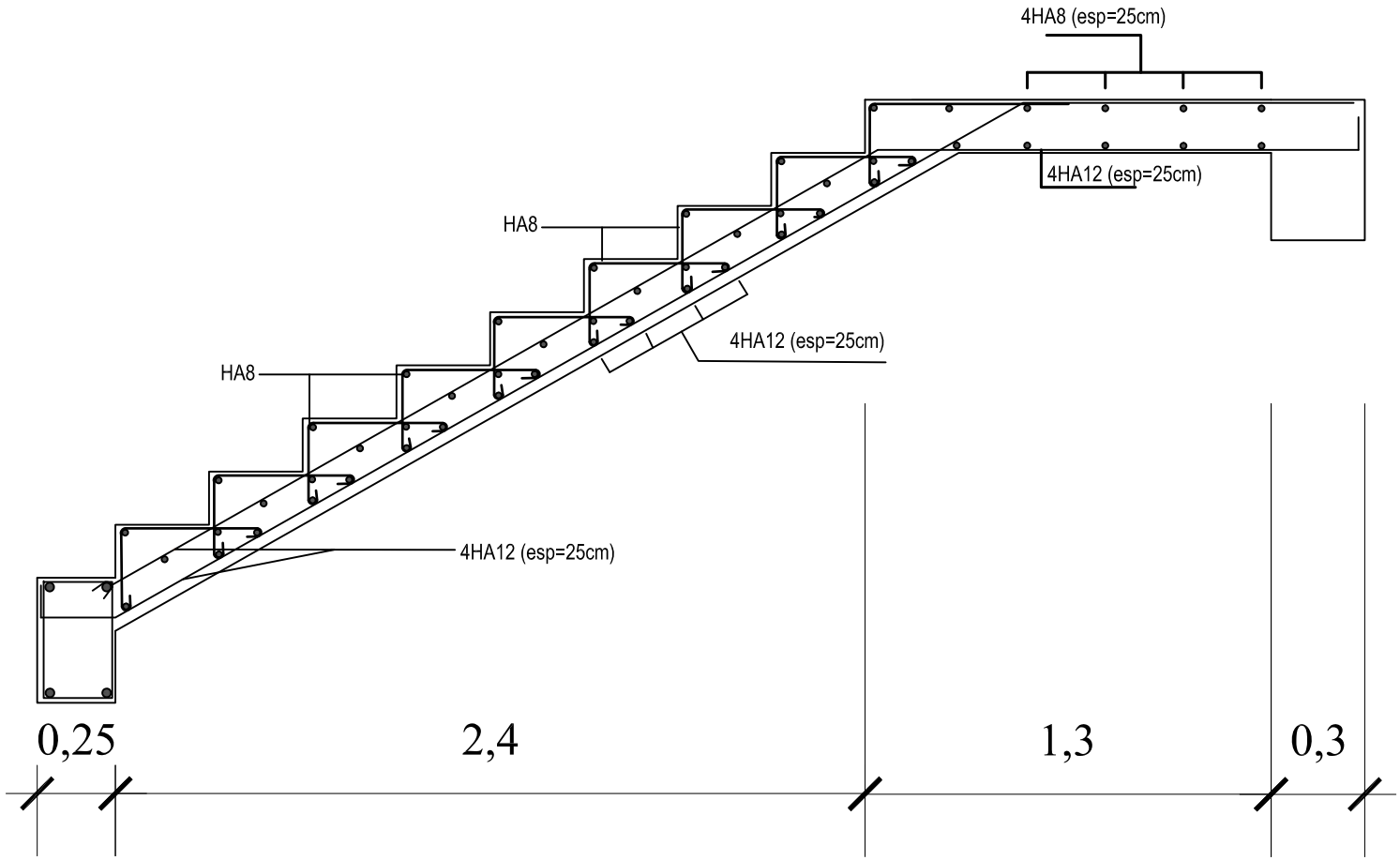
$$y_2 = h - y_1 = 17 - 8,75 = 8,25cm$$

Donc :

$$I_{fv} = \frac{100 \times [(8,75)^3 + (8,25)^3]}{3} + 15 \times 4,52 \times (8,25 - 2)^2 = 43696,35cm^4$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{5\ q_{max} \times l^4}{384 \times E_V \times I_{fv}} = \frac{5 \times 11,1 \times (3,70)^4 \times 10^7}{384 \times 10818,7 \times 43696,35} = 0,57cm \leq \bar{f} = 0,74cm$$



FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

III-3 Etude de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière rectangulaire destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux sa portée est de L=4,60m (entre nu d'appuis).

La charge permanente due au mur de façade est :

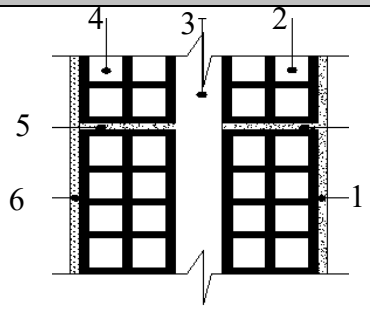
N°	Désignation	Epaisseur(m)	ρ[KN/m3]	Charge [KN/m²]	Schéma
1	*Enduit du ciment*	0,015	18	0,27	
2	*Brique creuse*	0,1	9	0,9	
3	*Lame d'air*	0,05	-	-	
4	*Brique creuse*	0,1	9	0,9	
5	*Mortier du ciment*	0,02	18	0,36	
6	*Enduit de Plâtre*	0,02	10	0,2	
Charge permanente totale G_T				**2,63**	

Figure II-3-1 : Coupe verticale du mur extérieur.

Tableau III-3-1 : Poids propre du mur extérieur.

III-3-1 Pré-dimensionnement :

a- La hauteur et la largeur de la poutre :

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30{,}66 \leq h_t \leq 46$ On prend $\mathbf{h_t = 45cm}$

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28$ On prend $\mathbf{b = 30cm}$

b- Vérification des conditions du RPa : [Art7.5,1 RPA99]

$h_t = 45cm \geq 30cm \rightarrow$ condition vérifiée

$b = 30cm \geq 20cm \rightarrow$ condition vérifiée.

$h_t/b = 1{,}5 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc la poutre palière à pour dimensions: (30x45) cm^2.

III-3-2 Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0{,}30 \times 0{,}45 = 3{,}38$KN/ml

Poids du mur de façade : $G_2 = 2{,}63 \times 1{,}53 = 4{,}02$ KN/ml

Soit : $G = G_1 + G_2 = 3{,}38 + 4{,}02 = 7{,}4$ KN/ml

Réaction de l'escalier sur la poutre : $\begin{cases} \text{ELU} : R_U = 24{,}20 \text{ KN} \\ \text{ELS} : R_S = 17{,}417 \text{ KN} \end{cases}$

a-Combinaisons de charge et surcharges :

-A l'ELU : $q_U = 1{,}35\,G + 2\,R_U / L = 1{,}35 \times 7{,}4 + 2 \times 24{,}20 / 4{,}6 = 20{,}51$ KN/ml

-A l'ELS : $q_S = G + 2\,R_S / L = 7{,}4 + 2 \times 17{,}417 / 4{,}6 = 14{,}97$ KN/ml

b- Calcul des efforts internes à l'ELU :

-Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20{,}51 \times 4{,}60}{2} = 47{,}173 \text{ kN}$$

-Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20{,}51 \times (4{,}60)^2}{8} = 54{,}25 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera le moment M_0 par des coefficients correcteurs :

-Moment en travée :

$M_t = 0{,}85M_0 = 0{,}85\ (54{,}25) = 46{,}11$ KN.m

-Moment aux appuis :

$M_a = -0{,}30M_0 = -0{,}30\ (54{,}25) = -16{,}28$ KN.m

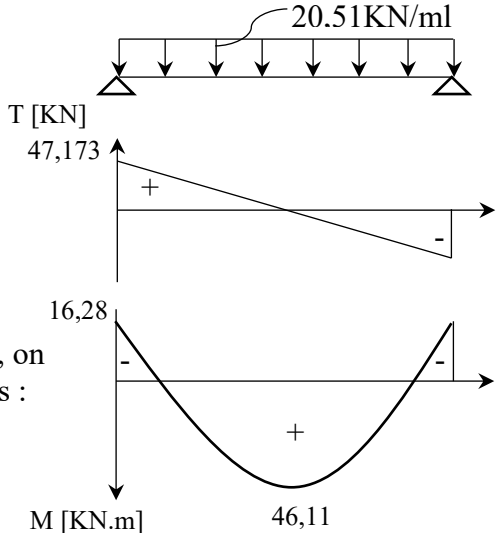


Figure III-3-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III-3-3 Calcul de la section d'armatures à l'ELU:

-Armature principale :

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_U^t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{46{,}11 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14{,}2} = 0{,}061$$

$\mu_b < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$\mu_b = 0{,}061 \rightarrow \beta = 0{,}9685$

$$A_{st} = \frac{M_U^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{46{,}11 \times 10^3}{0{,}9685 \times 42 \times 348} = 3{,}26 cm^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39cm²

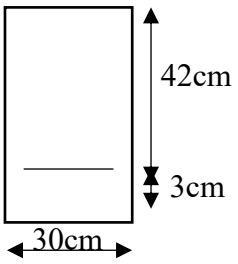


Figure III-3-3 : Dimensions de la poutre.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_U^a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{16{,}28 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14{,}2} = 0{,}022$$

$\mu_b < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0{,}022 \rightarrow \beta = 0{,}989 \rightarrow A_{st} = \frac{M_U^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{16{,}28 \times 10^3}{0{,}989 \times 42 \times 348} = 1{,}13 cm^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2,36cm²

III-3-4 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité [Art A.4.2,1/BAEL91modifié99]

$$A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 42 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}52 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 3{,}39 \text{cm}^2 > A_{min} = 1{,}52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 2{,}36 \text{cm}^2 > A_{min} = 1{,}52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b- Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}3\,;5) = 3{,}33\text{MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{47{,}173 \times 10^3}{300 \times 420} = 0{,}374\text{MPa} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

c- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1,313/BAEL91]

$\overline{V}_u = 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 42 \times 30 = 756\text{kN}$ Avec : $a = 0{,}9d$

$V_{max} = 47{,}173\ \text{KN} \leq \overline{V}_u = 756\ \text{kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

d- Influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis: [Art A.5.1,321/BAEL 91]

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u^a}{0{,}9d}\right)$

$\frac{1{,}15}{400}\left(47{,}173 \times 10^3 - \frac{16{,}28 \times 10^3}{0{,}9 \times 0{,}42}\right) = 0{,}118\ \text{cm}^2 < A_a = 2{,}36\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant (V_u) n'a pas d'influence sur les armatures.

e- Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis : [Art A.6.1, 3/BAEL91]

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$ (Aciers haute adhérence $\rightarrow$ $\Psi s = 1.5$)

$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1 = 9{,}42\text{cm}$

D'où : $\tau_{sc} = \frac{47{,}173 \times 10^3}{0{,}9 \times 420 \times 94{,}2} = 2{,}02\ \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n y a pas de risque d'entrainement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement).

Remarque :

Même s'il n'y a pas de risque de cisaillement, la présence des armatures transversales reste indispensable dans la poutre palière.

-Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (article A.7.2,2 du BAEL91)

$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right] = \min\left[\frac{450}{35}; \emptyset_l; \frac{300}{10}\right] \rightarrow \emptyset_t \leq \min[12{,}86; 12; 30] = 12\text{mm}$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de section : $A_t = 2\text{HA10} = 1{,}57\text{cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

D'après le RPa, les premières armatures transversales doivent être disposées 6 cm du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

Aux appuis:

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\Phi_L\right\} = \min\left\{\frac{45}{4}; 12\text{x}1{,}2\right\} = 11{,}25\text{cm}$

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

En travée :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22{,}5\text{cm}$

Soit $S_t = 15$ cm

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :
As = 0,003 x St x b = 0,003 x 15 x 30 = 1,35 cm^2.
At = 1,57 cm^2 > 1,35 cm^2 → Condition vérifiée.

f- Calcul de la longueur d'ancrage :

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$, avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa

$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33\text{cm}$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4xLs pour les aciers H.A.
L_c = 0,4Ls = 0,4× 42,33 = 16,93cm ⇒ On prend $L_c = 17\ cm$

g- Condition sur les armatures transversales :

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$\frac{A_t \times fe}{b \times S_t} = \frac{1{,}57 \times 400}{30 \times 15} \geq \max\left\{\frac{\tau}{2}; 0{,}4\text{MPa}\right\} = \max\left\{\frac{2{,}02}{2}; 0{,}4\text{MPa}\right\} = 1{,}01$ MPa

1,39 MPa > 1,01 MPa → condition vérifiée.

III-3-5 Calcul et vérifications à l'ELS:

Calcul des efforts internes: qs = 14,97 KN/m.

Moment isostatique : $M_{0S} = \frac{q_S \times L^2}{8} = \frac{14{,}97 \times 4{,}60^2}{8} = 39{,}6$ kN. m

Effort tranchant : $T_S = \frac{q_S \times L}{2} = \frac{14{,}97 \times 4{,}60}{2} = 34{,}43$ kN

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

Aux appuis : $M_{Sa} = -0{,}3\ M_{so} = -0{,}3$ x 39,6 = −11,88 KN.m

En travée : $M_{St} = 0{,}85\ M_{so} = 0{,}85$ x 39,6 = 33,66 KN.m

a- Vérification des contraintes :

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$MPa.
Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_S = 400/1{,}15 = 348$MPa.

-Aux appuis : $A_a = 2{,}36\ cm^2$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2{,}36}{30 \times 42} = 0{,}187 \rightarrow \beta_1 = 0{,}929 \rightarrow \alpha_1 = 0{,}112$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d.A_S} = \frac{11{,}88 \times 10^3}{0{,}929 \times 42 \times 2{,}36} = 129{,}01MPa < \bar{\sigma}_s = 348\,MPa \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{129,01 \times 0,112}{15 \times (1-0,112)} = 1,08 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-<u>En travée :</u> $A_t = 3,39\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 42} = 0,269 \rightarrow \beta_1 = 0,918 \rightarrow \alpha_1 = 0,246$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d.A_s} = \frac{33,66 \times 10^3}{0,918 \times 42 \times 3,39} = 257,53 MPa < \overline{\sigma}_s = 348 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{257,53 \times 0,246}{15 \times (1-0,246)} = 5,60 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91.Art.B.6.3].

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément est soumis à une fissuration peu nuisible.

c- Etat limite de déformation :

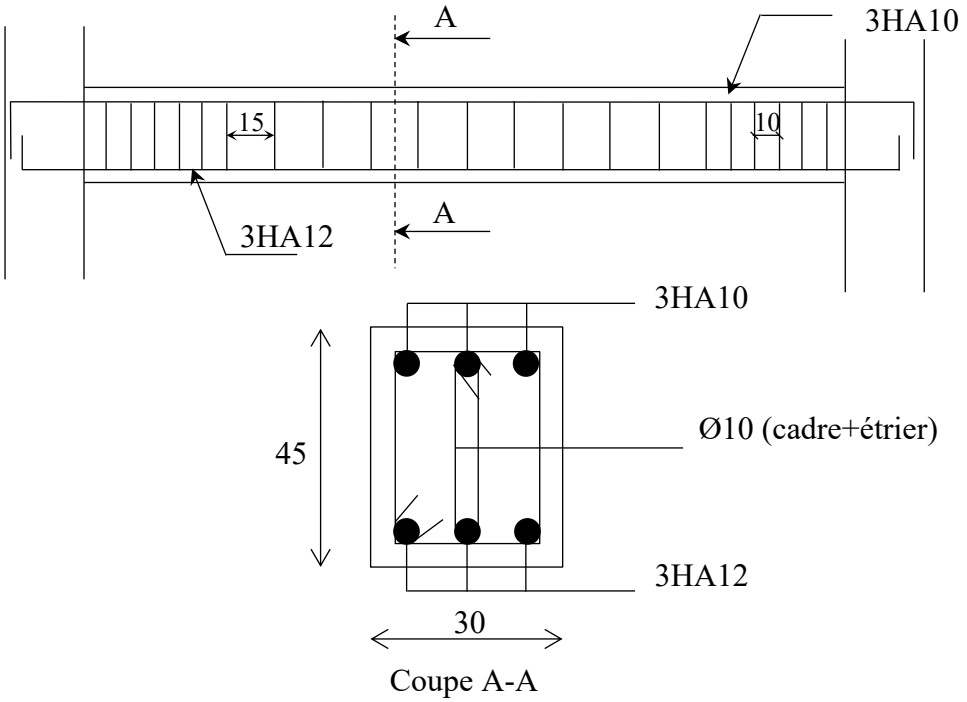
Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie**:**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{460} = 0,098 \ \rangle \ \frac{1}{16} = 0,0625 \ \rightarrow \ \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,098 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{33,66}{10 \times 39.6} = 0,085 \ \rightarrow \ \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{30x42} = 0,00269 \ \leq \ \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \ \rightarrow \ \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée on se dispense du calcul de la flèche.



<u>Figure III-3-4</u>: Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III-4 Etude des porte-à-faux :

Les pportes-à-faux sont des consoles encastrées au niveau de la poutre, réalisés en dalle pleine. D'épaisseur de 15 cm.

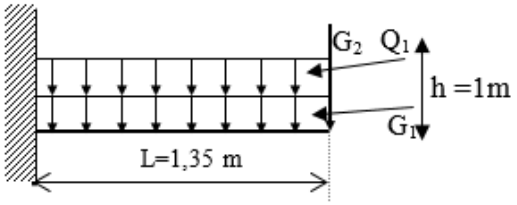


Figure III-4-1 : Schéma statique du porte-à-faux.

III-4-1 Charges et surcharges :

-Charges permanentes :

La dalle : $G_1 = 5{,}26$ kN/m^2.
Charge de concentration due au poids du garde-corps : G_2=0.9 kN/m^2

- Surcharge d'exploitation :
La dalle : Q = 3,5 KN/m^2

III-4-2 Combinaisons de charges :

A l'ELU :
La dalle : $q_u = (1{,}35G_1 + 1{,}5Q) \times 1ml = (1{,}35 \times 5{,}26 + 1{,}5 \times 3{,}5) \times 1ml = 12{,}351 KN/m$
Garde-corps : $g_u = 1{,}35G_2 \times h \times 1ml = 1{,}35 \times 0{,}9 \times 1 \times 1 = 1{,}215 kN$
A L'ELS :
La dalle : $q_s = (G_1 + Q) \times 1ml = (5{,}26 + 3{,}5) \times 1ml = 8{,}76\ kN/m$
Garde-corps : $g_s = G_2 \times h \times 1ml = 1 \times 1 \times 0{,}9 = 0{,}9\ kN$

III-4-3 Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre de largeur.

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

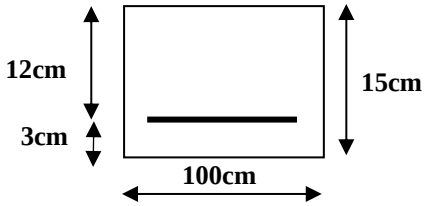


Figure III-4-2 : Section à ferrailler.

-Calcul des efforts internes :
-Le moment :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = \frac{q_u \times L^2}{2} + g_u \times L$$

$$M_u = \frac{12{,}351 \times 1{,}35^2}{2} + 1{,}215 \times 1{,}35 = 12{,}9 KN.m$$

-L'effort tranchant **:**
$V_u = q_u \times L + g_u$

$V_u = 12{,}351 \times 1{,}35 + 1{,}215 = 17{,}89$KN

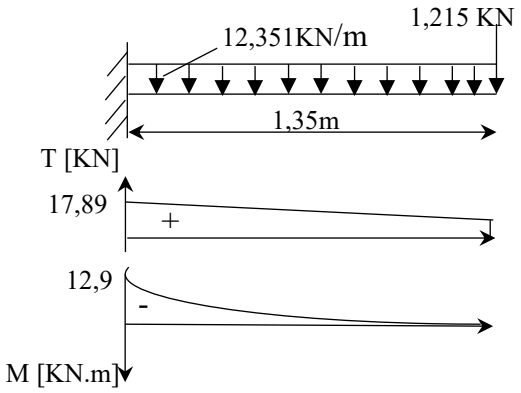


Figure III-4-3 : diagrammes des efforts internes à l'ELU

-**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{12{,}90 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}063 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0{,}063 \rightarrow \beta = 0{,}9675$$

$$A_S = \frac{M_U}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{12{,}90 \times 10^5}{0{,}9675 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3{,}19\text{cm}^2$$

Nous adopterons 4HA12 = 4,52 cm² Avec S_t = 25cm

-**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\text{cm}^2$$

Nous adopterons 4HA8 = 2, 01 cm² Avec S_t =25 cm

III-4-4 Vérifications à l'ELU :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a- Condition de non fragilité : [Art A.4.2,1/ BAEL91modifié99]

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 12 \times 2{,}1}{400} = 1{,}45\text{cm}^2$$

-Armatures principales : As =4,52cm² > A_{min} =1,45cm² →Condition vérifiée.
-Armatures de répartition : Ar =2,01cm² > A_{min} =1,45cm² →Condition vérifiée.

b- Vérification de l'espacement des barres [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99]

-Armatures principales : S_t =25cm ≤ min {2h=30cm, 25cm} = 25cm →Condition vérifiée.
-Armatures de répartition : S_t =25cm ≤ min {2h=30cm, 25cm} = 25cm →Condition vérifiée.
Avec h : épaisseur de la dalle.

c- Calcul de la longueur d'ancrage:

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\text{MPa}$

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33cm$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4xLs pour les aciers H.A.
L_c = 0,4Ls = 0,4× 42,33 = 16,93 cm ⇒ On prend $L_c = 20\ cm$

d- Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art A.5.1/BAEL91 modifié99]
Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{1{,}5}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa \qquad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17,89 \times 10^3}{100 \times 120} = 0,15 MPa < \bar{\tau}_u$ → Condition vérifiée.

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- Vérification de l'adhérence des barres : [Art A.6.1,3/ BAEL91modifié99]

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa (Aciers haute adhérence → Ψs = 1.5)

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072$cm

D'où ; $\tau_{se} = \frac{17,89 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 15,072 \times 10} = 1,10 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa$ → Condition vérifiée.

Il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

III-4-5 Vérification à l'ELS :

- Calcul du moment :

$M_s = M_{qs} + M_{gs} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + g_s \times L = \frac{8,76 \times (1,35)^2}{2} + 0,9 \times 1,35 = 9,2$ kN.m

- Vérification des contraintes :

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$MPa.

Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_S = 400/ 1,15 = 348$MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377 \rightarrow \beta_1 = 0,905 \rightarrow K_1 = 37,63$

$\sigma s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_S} = \frac{9,20 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 4,52} = 187,42 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ → Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{187,42}{37,63} = 4,98 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ → Condition vérifiée.

La condition étant vérifiée il n y'a pas de fissuration dans le béton comprimé, le ferraillage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

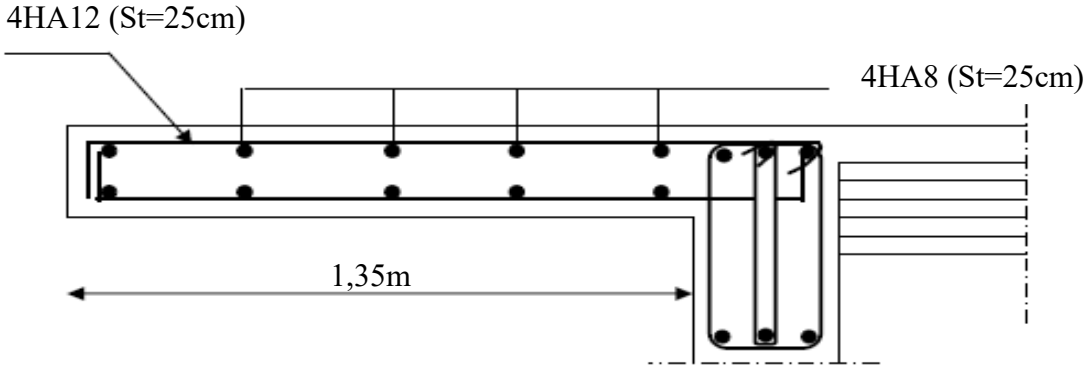
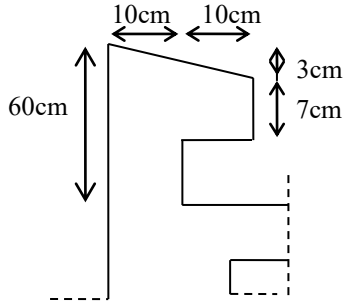


Figure III-4-4 : Schéma de ferraillage du porte-à-faux.

III-5 Acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.



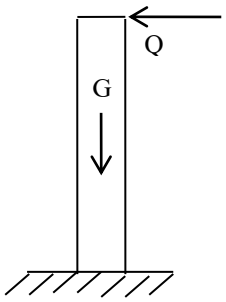


Figure III-5-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

Figure III-5-2 : Schéma statique.

III-5-1 Charges et surcharges :

$G = \rho \times S \times 1m$

Avec : ρ : Masse volumique du béton,

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$G=25[0,5 \times 0,1 + 0,2 \times 0,1 - (0,2 \times 0,03)/2] = 1,675$ KN/ml

-Surcharge due à la poussée latérale : Q = 1KN/ml

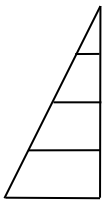
-Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1,675$KN.

-Effort normal dû à la surcharge : $N_Q = 0$

-Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1 = 1KN$

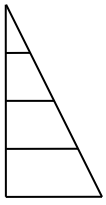
-Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$.

- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6$ KN.m



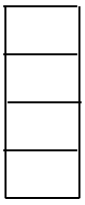
1,675 KN

Diagramme de l'effort normal.



0,6 KN.m

Diagramme du moment



1 KN

Diagramme de l'effort tranchant.

Figure III-5-3 : Diagrammes de l'effort normal, du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III-5-2 Combinaisons de charges :

A l'ELU :

-Effort normal : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,26$KN

-Moment de renversement : $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9$KN.m

A l'ELS :

-Effort normal : $N_S = N_G + N_Q = 1,675KN$

-Moment de renversement : $M_S = M_G + M_Q = 0,6KN.m$

III-5-3 Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur. On utilise l'organigramme de calcul approprié 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 ».

1- Calcul à l'ELU :

-Calcul de l'excentricité :

$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,26} = 0,398m$

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

On a : $e_u = 39,8cm > 3cm$

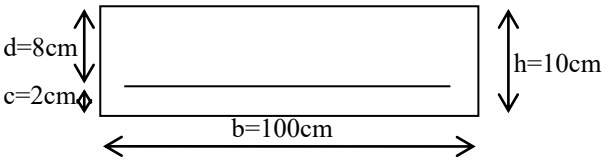


Figure III-5-4 : Section à ferrailler.

Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section ⇒ Section partiellement comprimée. Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

-Armatures principales :

-La section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_f = N_u \times a$; *Avec :* a : Distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$a = e + \frac{h}{2} - c = 42,8cm$

$M_f = 2,26 \times 0,428 = 0,967$ KN.m

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106 < 0,392 \rightarrow Section\ simplement\ armée \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35cm^2$$

- La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,29cm^2$$

III-5-4 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : [Art A-4.2.1/BAEL 91]

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d}\right] \quad Avec : e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 35,8cm.$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400}\left[\frac{35,8 - 0,445 \times 8}{35,8 - 0,185 \times 8}\right] = 0,907cm^2.$$

$\Rightarrow A_U = 0,29 < A_{min} = 0,907$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{min}.

$A = A_{min} = 0,907\ cm^2 \Rightarrow$ Soit $\mathbf{A_{adoptée} = 4HA8 = 2,01\ cm^2}$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

-<u>Armatures de répartition</u> :

$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{1,2813}{4} = 0,28\ cm^2 \Rightarrow$Soit $\mathbf{A_r = 4HA8 = 2,01\ cm^2}$

Avec en espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

b-Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art A.5.2.1 / BAEL 91]

$\tau < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15\ f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = \min(2,5 ; 4) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

$\tau = \frac{V_u}{bd}$, avec : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5KN$

$\tau = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019MPa < \tau_u = 2,5\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Vérification de l'adhérence des barres : (*Art A.6.1.3/BAEL91*)

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ Avec $\overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\ MPa$ (Aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi s = 1.5$)

$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9d\sum U_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,21\ MPa$

Avec : $\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05cm$

$\tau_{se} = 0,21MPa < \overline{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

d-Espacement des barres :

-<u>Armature principale</u> : $S_t \leq \min\{3h, 33cm\} = 30cm$, $25cm < 30cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-<u>Armature de répartition</u> : $S_t \leq \min\{4h, 45cm\} = 30cm$, $25cm < 40cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e-Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit est : $L_S = \frac{\phi\ f_e}{4\overline{\tau}_s}$

Avec : $\overline{\tau}_S = 0,6\ (\psi_S)^2\ f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84MPa$

Alors : $L_S = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69\ mm \Rightarrow$ soit $L_S = 30cm$

III-5-5 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Les conditions à vérifier sont :

Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$

$\bar{\sigma}_{St} = \min\left\{\frac{2}{3} f_{e,} 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$ Avec : η=1,6 (Fissuration préjudiciable, et acier HA ϕ ≥6mm)

Donc : $\bar{\sigma}_{St} = \min\{266{,}67; 201{,}63\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}}$ = 201,63 MPa

On a: $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 8} = 0{,}251 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}9205 \Rightarrow k_1 = 46{,}58$

D'où : $\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0{,}6 \times 10^6}{0{,}9205 \times 80 \times 201} = 40{,}54$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{st}$ = 201,63MPa

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$MPa.

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{k_1} = \frac{40{,}54}{46{,}58} = 0{,}87$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III-5-6 Vérification de l'acrotère au séisme : [Art 6.2.3 RPA99]

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : *A*= 0,15 (Zone II_a, groupe d'usage2).

Cp : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, *Cp* = 0.3.

Wp : Poids de l'acrotère,Wp= 1,675KN/ml

D'où $F_p = 4 \times 0{,}3 \times 0{,}15 \times 1{,}675 = 0{,}3$ KN/ml < $Q = 1 KN/ml$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal *Q*=1*KN/ml* supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte le ferraillage choisi précédemment.

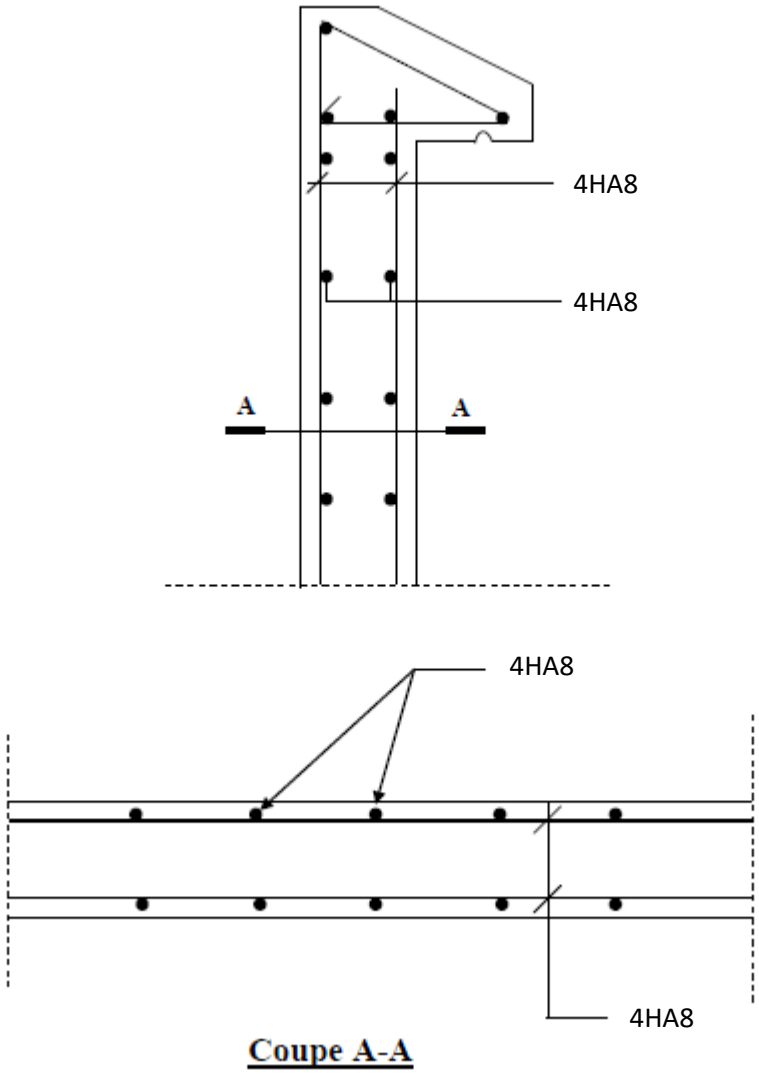


Figure III-5-5 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III-6 Etude de la dalle salle machine :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristiques :
L_x = 1,6m et L_y = 2,2m. La surface de la cabine est de : S = 3,52m^2
La vitesse d'entrainement : $V = 1\ m/s$
La charge que peut contenir la cabine est de huit personnes au maximum (Charge de 6,3kN).
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 90 KN.

III-6-1 Calcul de la dalle pleine :

La dalle isolée repose sur son contour, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

III-6-2 Pré-dimensionnement :

1- Hauteur de la dalle :

$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{160}{30} = 5{,}33cm$

Le RPA exige une hauteur $h_t^{min} = 12\ cm$
On adopte une hauteur de :$h_t = 15\ cm$

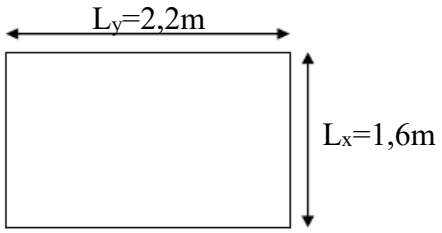


Figure III-6-1 : Dalle salle machine.

2- Calcul de U et V :

U et V sont les côtés du rectangle sur lequel agit la charge P. Ils sont calculés compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle. Pour un revêtement en béton nous avons :

$U = U_0 + 2e + h_0$ ⟹ $U = 80 + 2x5 + 15 = 105$ cm
$V = V_0 + 2e + h_0$ ⟹ $V = 80 + 2x5 + 15 = 105$ cm

$U_0 = V_0 = 80$cm (U_0 xV_0 : Surface sur laquelle agit la charge P).
e= 5cm (Epaisseur du revêtement).

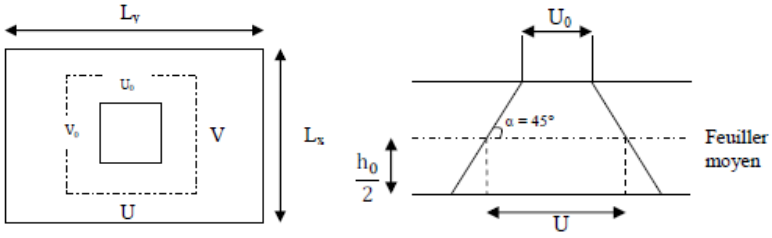


Figure III-6-2 : Diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

3- Evaluation des moments :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans les deux sens sont :
$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$ Avec: - ν : Coefficient de poisson { ELU : =0 ; ELS : =0,2
$M_y = P(M_2 + \nu M_1)$

- Mx, My : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.
- M_1 et M_2 : Sont donnés par des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports U/L_x et V/L_y.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{2,2} = 0,73 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens.*

$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,656$

$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,477$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans les tableaux de PIGEAUD par interpolation entre le tableau donnant ρ=0,707 et celui donnant ρ=0,8

Les résultats sont : $M_1 = 0,097$ et $M_2 = 0,0602$

a- Moment dû au système de levage :

A l'ELU : ν = 0

P = 1,35 Q = 1,35 x 90 = 121,5 KN

Donc : M_{x1}^U= P M_1 =121,5 x 0,097 =11,79 KN.m

M_{y1}^U= P M_2 = 121,5 x 0,0602=7,31 KN.m

b- Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$M_{x2}^U = u_x . q_u . (L_x)^2$

$M_{y2}^U = u_y . (M_{x2}^U)$

On a : $\begin{cases} \rho = 0,73 \\ \upsilon = 0 \end{cases} \xrightarrow{\textbf{Tableau}} \begin{cases} u_x = 0,0646 \\ u_y = 0,4790 \end{cases}$

q = 1,35G+1,5Q=1,35 (25 x 0,15 + 22 x 0,05) + 1,5 x 1 = 8,05 KN/ml

Donc: M_{x2}^U = 0,0646× 8,05 ×1,6² = 1,331 KN.m

M_{y2}^U = 0,4790× 1, 331 = 0,638 KN.m

c- Moments globaux:

$M_x^U = M_{x1}^U + M_{x2}^U$ = 11,79 + 1,331 = 13,121 KN.m

$M_y^U = M_{y1}^U + M_{y2}^U$ = 7,31 + 0,638 = 7,948 KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle isolée. On aura :

-Moment en travée : $M^t = 0,75\ M$

$M_x^t = 0,75\ M_x = 0,75$ X $13,121 = 9,84\ KN.m$

$M_y^t = 0,75\ M_y = 0,75$ X $7,948 = 5,961\ KN.m$

-Moment aux appuis : $M^a = -0,5\ M$x

$M_x{}^a = -0,5\ M_x = -0,5$ X $13,121 = -6,56\ KN.m$

$M_y{}^a = -0,5\ M_x = -0,5$ X $13,121 = -6,56\ KN.m$

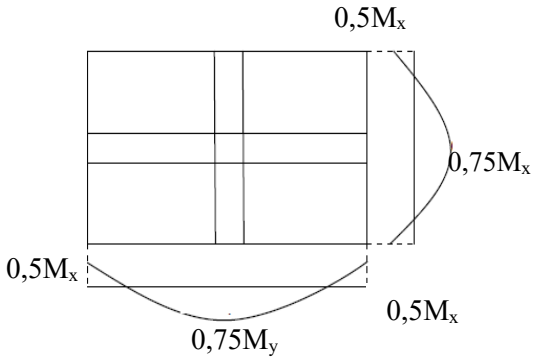


Figure III-6-3 : Moments de la dalle.

III-6-3 Calcul de la section d'armature :

1- Sens de la petite portée (x-x) : $d_x = h_t - 2\ cm = 13\ cm$

- En travée :

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d_x{}^2 f_{bu}} = \frac{9,84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_b = 0,041 \rightarrow \beta = 0,9795$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9{,}84 \times 10^3}{0{,}9795 \times 13 \times 348} = 2{,}22\ cm^2$

Soit : $A_t = 3{,}02\ cm^2 = 6HA8\ avec : S_t = 15\ cm$

- Aux appuis:

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d_x{}^2 f_{bu}} = \frac{6{,}56\ \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}027 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_b = 0{,}027 \rightarrow\ \beta = 0{,}9865$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6{,}56 \times 10^3}{0{,}9865 \times 13 \times 348} = 1{,}47\ cm^2$

Soit : $A_a = 2{,}01\ cm^2 = 4HA8\ avec : S_t = 25\ cm$

2- Sens de la grande portée (y-y) :

$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$ .On choisit au préalable $\emptyset_y$: 8 et on aura $d_y = 12$cm.

- En travée :

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d_y{}^2 f_{bu}} = \frac{5{,}961\ \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}029 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_b = 0{,}029 \rightarrow\ \beta = 0{,}9855$

$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{5{,}961 \times 10^3}{0{,}9855 \times 12 \times 348} = 1{,}45\ cm^2$

Soit : $A_{st} = 2{,}01\ cm^2 = 4HA8\ avec : S_t = 25\ cm$

- Aux appuis:

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d_y{}^2 f_{bu}} = \frac{6{,}56\ \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}032 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_b = 0{,}032 \rightarrow\ \beta = 0{,}984$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{6{,}56 \times 10^3}{0{,}984 \times 12 \times 348} = 1{,}60\ cm^2$

Soit : $A_a = 2{,}01\ cm^2 = 4HA8\ avec : S_t = 25\ cm$

III-6-4 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité du béton : [Art : B.7.4/BAEL91]

Sens de la petite portée:

$W_X = \frac{As}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho)/2 = 0.0008 \times (3\text{-}0{,}73)/2 = 0{,}00090.$

$A_s \geq 0{,}0009 \times 100 \times 15 = 1{,}35 cm^2$

$A_{min} = 1{,}35 cm^2 < A_a = 2{,}01\ cm^2 \rightarrow$Condition vérifiée.

Sens de la grande portée:

$W_y = \frac{As}{b \times h} = \frac{2{,}01}{100 \times 15} = 0{,}00134 > W_0 = 0{,}0008 \rightarrow$Condition vérifiée.

b- Diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{max} = \frac{h}{10}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi_{max} = \frac{150}{10} = 15\ mm > \phi = 8mm$ →Condition vérifiée.

c- Vérification de l'espacement des barres :

-Direction la plus sollicitée : S_t =25cm ≤ min (2h=30cm, 25 cm)=25cm→Condition vérifiée.

-Direction la moins sollicitée : S_t =25cm ≤ min (3h=45cm, 33 cm)=33cm→Condition vérifiée.

d- Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91].

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$Q_u \leq 0{,}045\mu_c h {}^{f_{c28}}/_{\gamma_b}$ Avec Q_u : Charge de calcul à L'ELU.

μ_c : Périmètre de contour.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\ cm$

Q_u = 121,5 KN $\leq \frac{0{,}045\times4{,}2\times0{,}15\times25000}{1{,}5} = 472{,}5\ KN$ →*Condition vérifiée.*

e- Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0{,}07\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- Au milieu de U :

$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}$ **Avec :** P = 90×1,35=121,5 KN

$T_u = \frac{121{,}5}{2 \times 2{,}20 + 1{,}60} = 20{,}25\ KN$

- Au milieu de V :

$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121{,}5}{3 \times 2{,}20} = 18{,}41\ KN$

$\tau_u = \frac{20{,}25\times10^3}{1000\times120} = 0{,}168\ Mpa \leq 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}167$ →*Condition vérifiée.*

III-6-5 Vérifications à l'ELS :

1- Evaluation des moments:

Les mêmes étapes effectuées à l'ELU pour déterminer les moments seront conduites à l'ELS avec un coefficient de poisson « ν = 0,2 ». Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Moment dû au système de levage [KN.m]		***Moment dû au poids propre de la dalle [KN.m]***		***Les moments globaux [KN.m]***		***Moments Corrigés [KN.m]***			
						En travées		***Aux appuis***	
M_{x1}^s	M_{y1}^s	M_{x2}^s	M_{y2}^s	M_x^s	M_y^s	M_{tx}^s	M_{ty}^s	M_{ax}^s	M_{ay}^s
9,81	7,16	1,06	0,657	10,87	7,817	8,15	5,86	−5,44	−5,44

Tableau III-6-1 : Tableau résumant les moments à l'ELS.

2- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3- Etat limite de compression :

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{St}}$

a- Sens de la petite portée (x-x) :

-Aux appuis : $A_a = 2{,}01\ cm^2$ $M^s_{ax} = 5{,}44\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 13} = 0{,}155 \rightarrow \beta_1 = 0{,}935 \rightarrow \alpha_1 = 0{,}194$$

$$\sigma s = \frac{M^s_{ax}}{\beta_1 .d.A_s} = \frac{5{,}44 \times 10^3}{0{,}935 \times 13 \times 2{,}01} = 222{,}66\,MMPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\,MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{222{,}66 \times 0{,}194}{15 \times (1-0{,}194)} = 3{,}57\,MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

-En travée : $A_t = 3{,}01\ cm^2$ $M^s_{tx} = 9{,}24\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}01}{100 \times 13} = 0{,}232 \rightarrow \beta_1 = 0{,}923 \rightarrow \alpha_1 = 0{,}231$$

$$\sigma s = \frac{M^s_{tx}}{\beta_1 .d.A_s} = \frac{8{,}15 \times 10^3}{0{,}923 \times 13 \times 3{,}01} = 225{,}66\,MMPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\,MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{225{,}66 \times 0{,}231}{15 \times (1-0{,}231)} = 4{,}52\,MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

b- Sens de la grande portée (y-y) :

Les mêmes calculs ont été effectués que le sens (x-x) et la condition est également vérifiée.

4- Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0{,}0937 \geq \frac{0{,}85Mx}{20Mx} = 0{,}0425 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3{,}02}{100x13} = 0{,}002 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

La condition est vérifiée, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche.

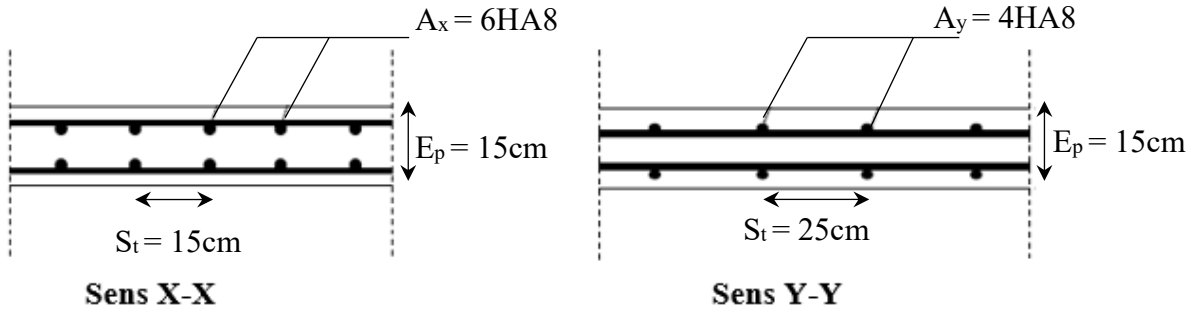


Figure III-6-4 : Schéma de ferraillage de la dalle.

Chapitre

IV

Etude dynamique et sismique

IV-1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui résultent de relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, et qui provoquent un glissement de deux compartiments le long d'une faille préexistante en affectant des roches de l'écorce terrestre, et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions.

Dans notre pays, plusieurs régions sont susceptibles d'être soumises à d'importantes secousses qui posent de graves menaces sur la population, en détruisant des habitations et les différents biens publiques. Pour cela, le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV-2 L'étude dynamique :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmit au sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand nous considérons une analyse d'une structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant un modèle simple avec un nombre de D.D.L fini qui doit être le plus proche possible de la structure réelle.

IV-3 Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes, dans les éléments structuraux, le logiciel *ETABS* est utilisé.

IV-3-1 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis permettant le calcul et la conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptés aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet de les modéliser facilement et rapidement grâce à une interface graphique qui offre notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration …etc. Il utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..).

IV-3-2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

-Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

IV-3-3 Modélisation des masses :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité « $\beta.Q$ » (dans notre cas β=0,2) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton à savoir 25 KN/m^3.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV-4 Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le calcul dynamique de notre bâtiment, on utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

IV -5 Méthode dynamique modale spectrale :

a-Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

c-Analyse de la structure :

La modélisation adéquate de la structure est une étape inévitable lors de l'analyse dynamique, et la structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment à 9 étages (RDC+8 étages) avec un positionnement de voiles qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecture et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :

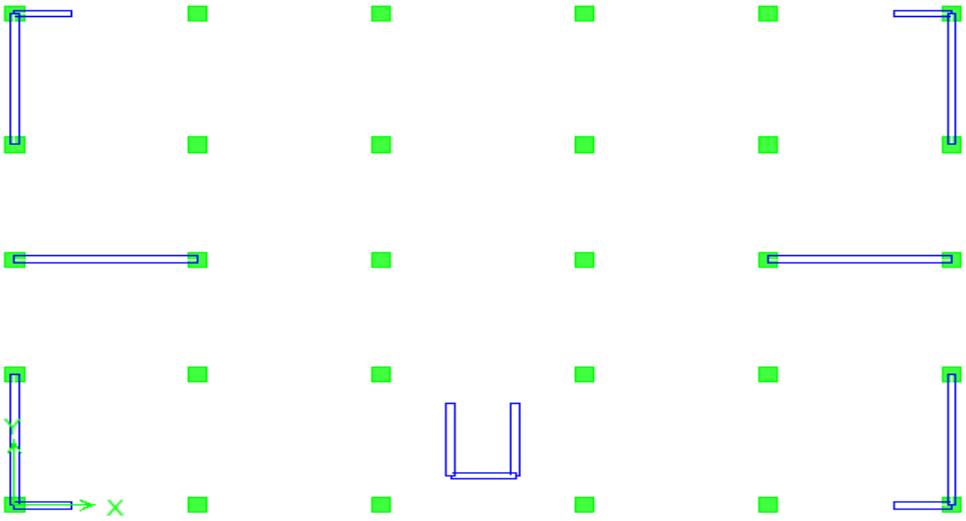


Figure IV-1 : Disposition des voiles.

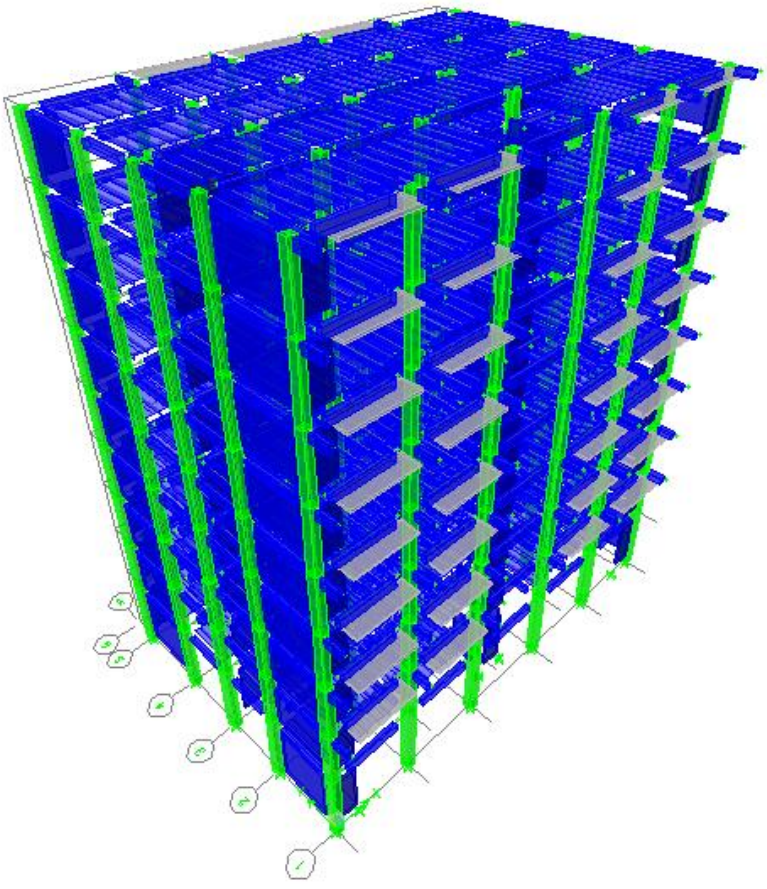
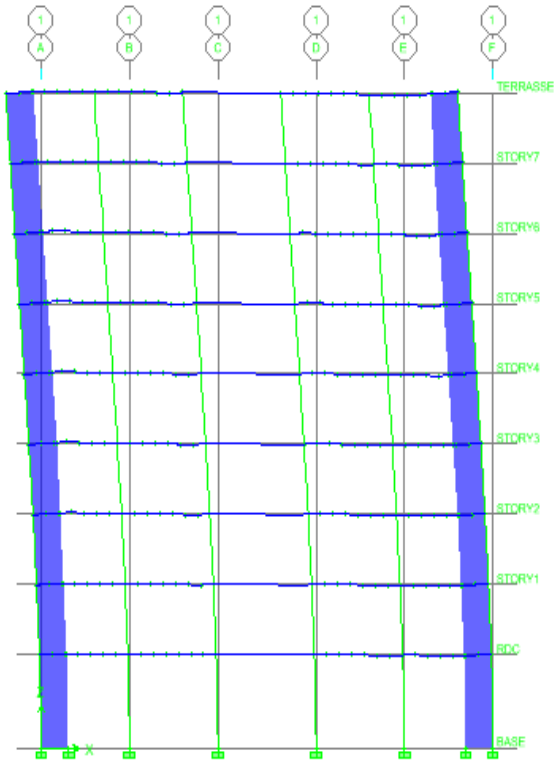
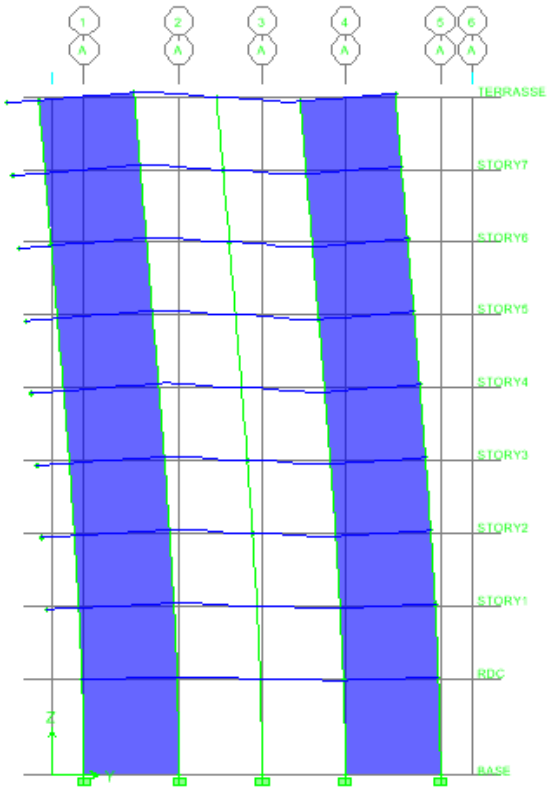


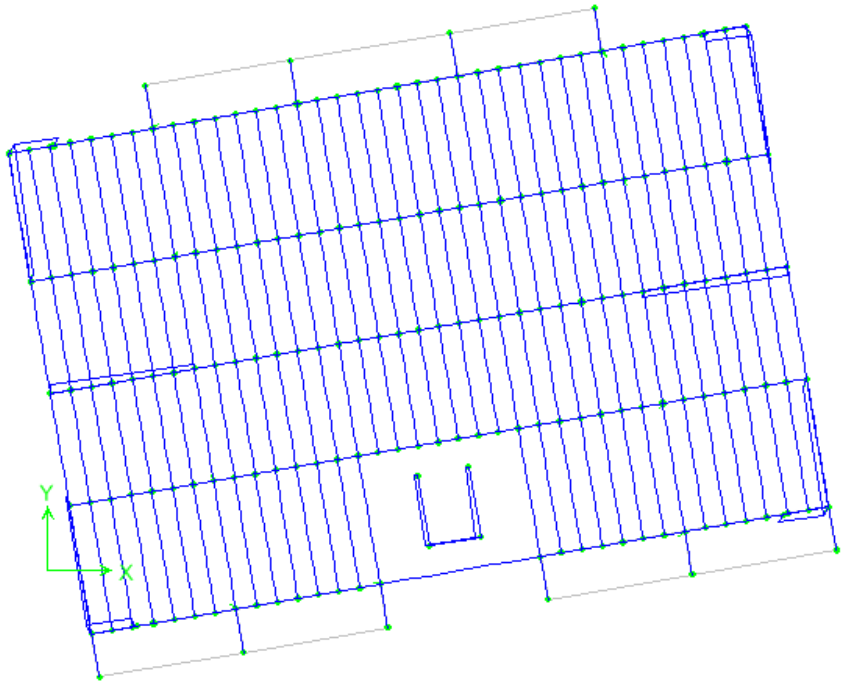
Figure IV-2 : Modélisation tridimensionnelle de la structure.



Mode 1 : T=0,71 s



Mode 2 : T=0,62 s



Mode 3 : T=0,47 s

Figure IV-3 : Les modes obtenues par l'ETABS.

d- Justification de l'interaction « Voiles-Portiques » :

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales.

-l'interaction horizontale :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles tirés du logiciel :

	Sens X-X			***Sens Y-Y***		
	Totale	***Portiques***	***Voiles***	***Totale***	***Portiques***	***Voiles***
RDC	1905,61[kN]	124,35[kN]	1783,59[kN]	2084,12[kN]	95,18[kN]	1989,53[kN]
	100%	6,53%	93,6%	100%	4,57%	95,46%

Tableau IV-1 : Vérification de l'interaction horizontale.

-l'interaction verticale :

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles tirées du logiciel :

Niveau	F_{Totale} ***[kN]***	F_{voile} ***[kN]***	F_{voile} ***[%]***
RDC	48700,82	16839,63	34,58

Tableau IV-2 : Vérification de l'interaction verticale.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dus aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.

IV-6 Vérifications des conditions du RPA :

IV-6-1 Nombre de modes à retenir :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Mode	***Période***	***UX***	***UY***	***Sum UX***	***Sum UY***
1	0,71	70,11	0,00	69,68	0,00
2	0,62	0,00	69,20	69,68	68,92
3	0,47	0,20	0,00	69,86	68,92
4	0,17	18,58	0,00	88,66	68,92
5	0,14	0,00	19,92	88,66	88,94
6	0,10	0,03	0,00	88,69	88,94
7	0,07	6,26	0,00	95,05	88,94
8	0,06	0,00	6,4	95,05	95,41

Tableau IV-3 : Résultats d'analyse dynamique.

Remarque :

-Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation ;
- Le 3ème mode est un mode de rotation ;
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le R.P.A.99).

IV-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE}.

La force sismique totale V_{MSE}, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions selon la formule :

$$V = \frac{A\,D\,Q}{R}\ W$$

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

W : Poids total de la structure.

1- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau **[4.1. RPA 99/ version 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II_a
Groupe 2 $\Longrightarrow$ A =0.15

2- Facteur d'amplification dynamique D :

Il est en fonction : - de la catégorie du site.

- du facteur de correction d'amortissement **(η)**.
- de la période fondamentale de la structure **T**.

Tel que :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\ \eta & 0 \le T \le T2 \\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{2/3} & T2 \le T \le 3S \\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3S \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **(4.7. RPA 99/ version 2003** → T_2=0,5s (site meuble S_3)

η : facteur de correction d'amortissement tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0{,}7$

$\xi(\%)$: Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau **(4.2. RPA 99/ version 2003)** → ξ =10% (contreventement par voile)

D'où : η =0,764 > 0,7

Estimation de la période fondamentale de la structure : $T=C_T h_N^{3/4}$

T : Période fondamentale de la structure.

$\boldsymbol{h_N}$=28,56m : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (***N*)**.

C_T = 0,05 : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003).

D'où : T= 0,618s

3- Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau **(4.3. RPA 99/ version 2003)** en fonction du système de contreventement, dans notre cas R=3,5

4- Facteur de qualité Q :

C'est un facteur qui dépend de la qualité du système structurel, sa formule empirique donnée par le RPA 99 est la suivante :

$$Q=1+\sum_{q=1}^{6} P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est observé ou non, selon ce dernier on affecte les valeurs ci-après :

	Sens longitudinal		***Sens transversal***	
Critères	***Observé***	***P_q***	***Observé***	***P_q***
1-condition minimale sur les files porteuses	Oui	0,00	Oui	0,00
2-redondance en plan	Oui	0,00	Oui	0,00
3-régularité en plan	Oui	0,00	Oui	0,00
4- régularité en élévation	Oui	0,00	Oui	0,00
5-contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00	Oui	0,00
6- contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0,00	Oui	0,00

Tableau IV-4 : Pénalité d'observation ou non du critère de q.

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètres	**Résultats**
A	0,15
R	3,5
D	1,658
Q_x	1
Q_y	1
T	0,618

Tableau IV-5 : Résumé des résultats obtenus.

- Résultats de calcul à la base de la structure :

a- Méthode statique équivalente :

$$V_x = \frac{ADQ}{R}W = \frac{0{,}15 \times 1{,}658 \times 1}{3{,}5}W = 0{,}071\,W$$

$$V_y = \frac{ADQ}{R}W = \frac{0{,}15 \times 1{,}658 \times 1}{3{,}5}W = 0{,}071\,W$$

$\longrightarrow$ $V_{x\,MSE}$ = 2175KN

$V_{y\,MSE}$ = 2175KN

b-Méthode spectrale modale:

$$\begin{cases} V_{x\,MSM} = 1905,61\ KN \\ V_{y\,MSM} = 2084,13\ KN \end{cases}$$

c-Comparaison des résultats:

$V_{x\,MSM}$ =1905, 61 KN > 80% $V_{x\,MSE}$ =1740 KN → Condition vérifiée
$V_{y\,MSM}$ =2084,13 KN > 80% $V_{y\,MSE}$ =1740 KN → Condition vérifiée

IV-6-3 Vérification des déplacements inter-étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta}$=0,01h_e ; (h_e : hauteur d'étage).

$\bar{\Delta}$= 0,0306m

Δ_x^k=R. Δ_{ex}^k et Δ_y^k=R. Δ_{ey}^k

Aussi :

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$

$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Où :

$\Delta^k{}_{ex}$: Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X (idem pour le sens Y, pour$\Delta^k{}_{ey}$).

$\delta^k{}_{ex}$: Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens X (idem dans le sens Y pour $\delta^k{}_{ey}$).

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Etages	Δ_{ex}^k	Δ_{ey}^k	***R***	$\bar{\Delta}$	Δ_x^k	Δ_y^k	***observations***
Terrasse	0,000718	0,000632	3,5	0,0306	0,002513	0,002212	***Vérifiée***
Etage7	0,000743	0,000644	3,5	0,0306	0,002601	0,002254	***Vérifiée***
Etage6	0,000757	0,000647	3,5	0,0306	0,00265	0,002265	***Vérifiée***
Etage5	0,00075	0,000632	3,5	0,0306	0,002625	0,002212	***Vérifiée***
Etage4	0,000722	0,00599	3,5	0,0306	0,002527	0,002097	***Vérifiée***
Etage3	0,000662	0,00054	3,5	0,0306	0,002317	0,00189	***Vérifiée***
Etage2	0,000566	0,000455	3,5	0,0306	0,001981	0,001593	***Vérifiée***
Etage1	0,00043	0,000344	3,5	0,0306	0,001505	0,001204	***Vérifiée***
RDC	0,000201	0,00016	3,5	0,0408	0,000704	0,00056	***Vérifiée***

Tableau IV-6 : Résumé du calcul des déplacements inter-étage.

IV-6-4 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{k.}\ \Delta_k}{V_{k.}h_k} \leq 0{,}10$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k) ;

Δ_k: Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur de l'étage (k) ;

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau (k).

- Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Etages	P_k	Δ_x^k	Δ_y^k	V_k^x	V_k^y	h_k	θ_x	θ_y
Terrasse	3022.03	0,002513	0,002212	438.7	482.97	3,06	0.0056	0.0045
Etage 7	3450.88	0,002601	0,002254	784.46	867.22	3,06	0.0070	0.0054
Etage6	3450.88	0,00265	0,002265	1053.41	1161.1	3,06	0.0081	0.0063
Etage5	3488.34	0,002625	0,002212	1279.64	1405.58	3,06	0.0089	0.0068
Etage4	3532.22	0,002527	0,002097	1469.33	1640.15	3,06	0.0095	0.0070
Etage3	3532.22	0,002317	0,00189	1622.64	1776.01	3,06	0.0095	0.0071
Etage2	3575.52	0,001981	0,001593	1745.32	1909.55	3,06	0.0089	0.0065
Etage1	3625.25	0,001505	0,001204	1841.67	2014.54	3,06	0.0073	0.0054
RDC	3560.44	0,000704	0,00056	1905.61	2084.13	4,08	0.0028	0.0020

Tableau IV-7 : Résumé de calcul du paramètre θ

On a : $\theta_i < 0{,}1$ pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ, dans le calcul des éléments structuraux.

IV-6-5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante : $\upsilon = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0{,}3$

Avec : N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Etage	N_d ***(KN)***	***B*** (m^2)	F_{c28}	υ	***observation***
RDC	1374,59	0,2025	25000	0,27	Vérifiée

Tableau IV-8 : Résumé de calcul du paramètre θ

Conclusion :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- Les déplacements relatifs sont vérifiés ;
- L'effet P-Delta est vérifié ;
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié ;

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferraillage de la structure.

Chapitre

V

Ferraillage des éléments structuraux

V- Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder aux calculs du ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles), qui a pour objet de déterminer les sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Les éléments structuraux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Leurs ferraillages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les cas les plus défavorables.

V-1 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux non exposées aux intempéries et sollicitées en flexion simple, le calcul se fera donc suivant ce dernier avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.
En travée : À l'état limite ultime (1,35G + 1,5Q).
Aux appuis : Aux situations accidentelles (G + Q ± E et 0,8G ± E).

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

V-1-1 Recommandation du RPA99-modifie2003 :

a- Armatures longitudinales : [Art 7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux : 4% (b x h) en zone courante.
  6% (b x h) en zone de recouvrement.

				A_{max} [cm²]	
Poutres	***b***	***h***	A_{min} [cm²]	***Zone courante***	***Zone de recouvrement***
Poutres principales	25	40	5	40	60
Poutres secondaires	25	35	4,375	42	52,5

Tableau V-1-1: Section maximale et minimale d'armatures longitudinales.

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40ϕ.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90°.
- On doit avoir un espacement maximal de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition : $A_t = 0{,}003 . S_t . b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12.\phi\right)$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-1-2 Sollicitations dans les poutres :

Le ferraillage se fera par zone tel que :
- *Zone I :* Du RDC au 2ème étage ;
- *Zone II :* Du 3ème au 5ème étage ;
- *Zone III :* Du 6ème au 8ème étage.

a- Poutres principales :

Zone	*Effort*	*ELU*	*G+Q±E*	*0,8G±E*	*ELS*
Zone I	M^- [KN.m]	62,959	86,263	77,103	45,591
	M^+ [KN.m]	45,102	45,311	44,688	32,658
	V [KN]	90,24	94,03	81,2	65,35
Zone II	M^- [KN.m]	77,444	103,148	90.258	56,11
	M^+ [KN.m]	43,536	56,518	54,116	31,528
	V [KN]	91,29	107,92	92,12	66,14
Zone III	M^- [KN.m]	86,082	107,093	88,249	62,372
	M^+ [KN.m]	47,05	52,108	48,677	34,05
	V [KN]	95,67	103,47	85,46	69,32

Tableau V-1-2: Sollicitations dans les poutres principales.

b- Poutres secondaires :

Zone	*Effort*	*ELU*	*G+Q±E*	*0,8G±E*	*ELS*
Zone I	M^- [KN.m]	19,912	40,814	38,635	14,461
	M^+ [KN.m]	8,485	30	30,538	6,15
	V [KN]	22,53	33,13	29,42	16,75
Zone II	M^- [KN.m]	30,253	52,877	50,065	21,962
	M^+ [KN.m]	15,827	39,688	39,76	11,455
	V [KN]	28,7	39,93	35,83	20,86
Zone III	M^- [KN.m]	35,536	54,683	51,579	25,795
	M^+ [KN.m]	19,902	40,948	40,888	14,407
	V [KN]	31,66	40,6	36,32	23,01

Tableau V-1-3: Sollicitations dans les poutres secondaires.

V-1-3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

• **1er cas :** $\mu \le \mu_l = 0{,}392$ → La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est :

$$A_S = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\,MPa$$

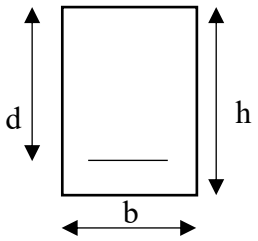


Figure V-1-1 : Section simplement armée.

• **2em cas** : $\mu > \mu_l = 0{,}392$ → La section est doublement armée (S.D.A)

La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l . b . d^2 . f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l . d . \sigma_s} \text{ et } A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s . (d - c')}$$

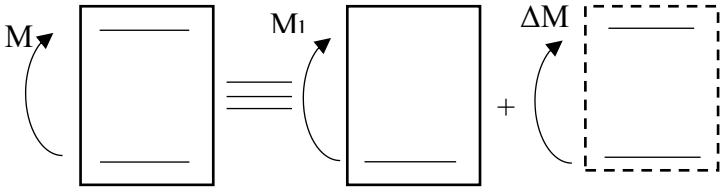


Figure V-1-2 : Section doublement armée.

Finalement, les sections réelles sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

V-1-4 Ferraillage :

a- Ferraillage des poutres principales :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous: $h = 40cm$; $b = 25cm$ $d = 37cm$

Zone	*localisation*	*M [KN.m]*	μ	*Observation*	β	$A_{calculée}$ $[cm^2]$	$A_{adoptée}$ $[cm^2]$
Zone I	*travée*	45,106	0,093	SSA	0,9515	3,68	3HA16 = 6,03
	Appui sup	95,157	0,177	SSA	0,89	7,43	6HA14 = 9,24
	Appui inf	51,138	0,093	SSA	0,9445	3,69	3HA16 = 6,03
Zone II	*travée*	43,635	0,089	SSA	0,9535	3,55	3HA16 = 6,03
	Appui sup	113,611	0,212	SSA	0,865	9,11	6HA14 = 9,24
	Appui inf	63,811	0,116	SSA	0,9295	4,68	3HA16 = 6,03
Zone III	*travée*	47,233	0,097	SSA	0,9485	3,85	3HA16 = 6,03
	Appui sup	115,83	0,220	SSA	0,873	9,52	3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui inf	59,209	0,107	SSA	0,935	4,29	3HA16 = 6,03

Tableau V-1-4: Calcul du ferraillage des poutres principales.

b- Ferraillage des poutres secondaires :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous: $h = 35\,cm$; $b = 25\,cm$; $d = 32cm$

Zone	*localisation*	*M [KN.m]*	μ	*Observation*	β	$A_{calculée}$ $[cm^2]$	$A_{adoptée}$ $[cm^2]$
Zone I	***travée***	8,485	0,023	SSA	0,9885	0,77	3HA14 = 4 ,62
	Appui sup	40,814	0,112	SSA	0,94	3,89	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui inf	30,538	0,084	SSA	0,956	2,87	3HA14+2HA12 = 6,88
Zone II	***travée***	15,827	0,044	SSA	0,978	1,45	3HA14 = 4,62
	Appui sup	52,877	0,145	SSA	0,9215	5,15	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui inf	39,76	0,109	SSA	0,9305	3,84	3HA14+2HA12 = 6,88
Zone III	***travée***	19,902	0,055	SSA	0,9425	1,89	3HA14 = 4,62
	Appui sup	54,683	0,150	SSA	0,918	5,35	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui inf	40,948	0,113	SSA	0,9395	3,91	3HA14+2HA12 = 6,88

Tableau V-1-5 : Calcul du ferraillage des poutres secondaires

V-1-5 Vérifications des conditions du RPA :

a- Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :
Amin = 0,5 % (b × h)
Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

b- Armatures transversales :

- **Poutres principales :**

Calcul des espacements : Selon le RPA 99 (modifiée 2003) :

- *Zone nodale* : $St \le min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = min\left(\frac{40}{4}; 12(1,4)\right) = 10\,cm.$ → **Soit : St = 10cm.**

- *Zone courante* : $St \le \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\,cm.$ →**Soit : St = 20cm.**

Armatures transversales minimales :

- *Zone nodale* : $A_t = 0{,}003 \times 10 \times 25 = 0{,}75\,cm^2$
- *Zone courante* : $A_t = 0{,}003 \times 20 \times 25 = 1{,}5\,cm^2$

Soit : A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2

- **Poutres secondaires :**

Calcul des espacements :

- <u>*Zone nodale*</u> : $St \le min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = min\left(\frac{35}{4}; 12(1,2)\right) = 8,75\,cm.$ →St = 8cm.

- <u>*Zone courante*</u> : $St \le \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\,cm.$ →St = 15 cm.

Armatures transversales minimales

- <u>*Zone nodale*</u> : $A_t = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6\,cm^2$
- <u>*Zone courante*</u> : $A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 cm^2$

Soit : A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2

c- Délimitation de la zone nodale :

L'= 2 x h

Avec : h : Hauteur de la poutre.

-<u>*Poutres principales*</u> : *L'= 2 x h = 2 ×40 = 80 cm.*

-<u>*Poutres secondaires*</u> : *L'= 2 x h = 2 ×35 = 70 cm.*

V-1-6 Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité [Art B.6.4 BAEL] :

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

- <u>*Poutres principales*</u> : $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,12\,cm^2$ →*Condition vérifiée.*

- <u>*Poutres secondaires*</u> : $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,97\,cm^2$ →*Condition vérifiée.*

b- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :
[BAEL91/art.A.5.1.32]

$$T_u \le \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- <u>*Poutres principales*</u> : $T_u = 95,67KN < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,25 \times 25000}{1,5} = 555KN$

- <u>*Poutres secondaires*</u> : $T_u = 31,66KN < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,25 \times 25000}{1,5} = 480KN$

→ *Condition vérifiée.*

c- Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :

$\bar{\tau}_{se} = \psi_S \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$ (Aciers haute adhérence →Ψ_S =1,5)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

- <u>*Poutres principales*</u> : $\tau_{se} = \frac{95,67 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 3 \times 0,016 \times 3,14} = 1,91MPa$

- <u>Poutres secondaires</u> : $\tau_{se} = \frac{31,66 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 3,14 \times (3 \times 0,014 + 2 \times 0,012)} = 0,53MPa$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \rightarrow$ *Condition vérifiée.*

d- Ancrage des aciers :

- Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$\tau_{se} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :
Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Pour ø=12mm →L_s=45cm

Pour ø=14mm → L_s=50cm

Pour ø=16mm → L_s=60cm

Les règles du *BAEL* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à *0,4.Ls* pour les aciers à haute adhérence.

$L_c = 0{,}4 L_s$

Pour ø=12mm →L_c=20cm

Pour ø=14mm → L_c=20cm

Pour ø=16mm → L_c=25cm

e- Contrainte tangentielle :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (\frac{0{,}2 f_{t28}}{1{,}5}; 5MPa) = 3{,}33MPa$ (Fissuration non préjudiciable).

- <u>*Poutres principales*</u> : $\tau_u = \frac{Tu}{bd} = \frac{95{,}67 \times 10^3}{1000 \times 120} = 1{,}03MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow$*Condition vérifiée.*

- <u>*Poutres secondaires*</u> : $\tau_u = \frac{Tu}{bd} = \frac{31{,}66 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}39MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow$*Condition vérifiée.*

V-1-7 Vérification à l'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée non préjudiciable, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ *Et* $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

On résume les résultats trouvés dans les tableaux suivant :

- *Poutres principales :*

Zones	M_S *[KN.m]*	*As [cm²]*	ρ_1	β1	K1	σ_s *[MPa]*	σ_{bc} *[MPa]*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *[MPa]*	*Observations*
	Poutres principales en travées et aux appuis inférieurs								
Zone I	32,658	6,03	0,652	0,8815	27,195	166,05	6,11	**15**	***Vérifiée***
Zone II	31,528	6,03	0,652	0,8815	27,195	160,3	5,89	**15**	***Vérifiée***
Zone III	34,05	6,03	0,652	0,8815	27,195	173,13	6,37	**15**	***Vérifiée***
	Poutres principales aux appuis supérieurs								
Zone I	45,591	9,24	0,999	0,8605	20,84	154,97	**7,44**	**15**	***Vérifiée***
Zone II	56,11	9,24	0,999	0,8605	20,84	190,73	**9,15**	**15**	***Vérifiée***
Zone III	62,372	10,65	1,151	0,8535	19,13	185,45	**9,69**	**15**	***Vérifiée***

Tableau V-1-6 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres principales.

Poutres secondaires :

Zones	M_S [KN.m]	*As [cm²]*	ρ_1	β1	K1	σ_s *[MPa]*	σ_{bc} *[MPa]*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *[MPa]*	*Observations*
	Poutres secondaires en travées								
Zone I	6,15	4,62	0,578	0,8875	29,445	46,87	1,59	**15**	***Vérifiée***
Zone II	11,455	4,62	0,578	0,8875	29,445	87,30	2,96	**15**	***Vérifiée***
Zone III	14,407	4,62	0,578	0,8875	29,445	109,8	3,73	**15**	***Vérifiée***
	Poutres secondaires aux appuis supérieurs et aux appuis inférieurs								
Zone I	14,461	6,88	0,86	0,8685	23,025	75,63	3,28	**15**	***Vérifiée***
Zone II	21,962	6,88	0,86	0,8685	23,025	114,86	4,99	**15**	***Vérifiée***
Zone III	25,795	6,88	0,86	0,8685	23,025	134,90	5,86	**15**	***Vérifiée***

Tableau V-1-7 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres secondaires.

c- Etat limite de déformation :

Sens longitudinal :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$$

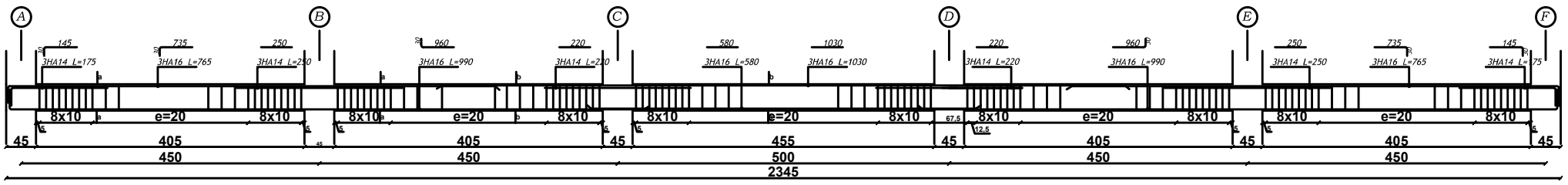
La flèche donnée par le logiciel étant f = 0,118 cm, la condition est donc vérifiée.

Sens transversal :

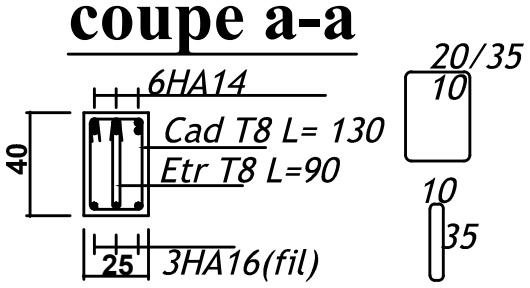
$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8cm$$

La flèche donnée par le logiciel étant f = 0,018 cm, la condition est donc vérifiée.

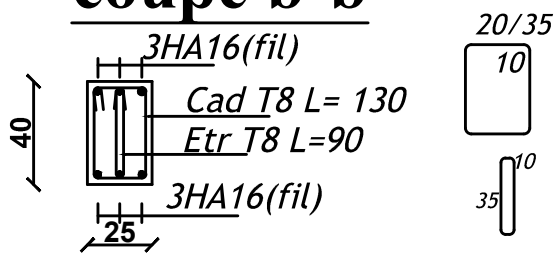
Poutres principales (25x40); Zone I



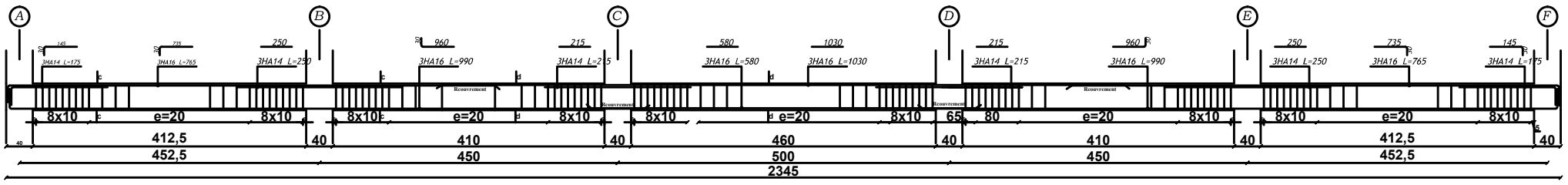
coupe a-a



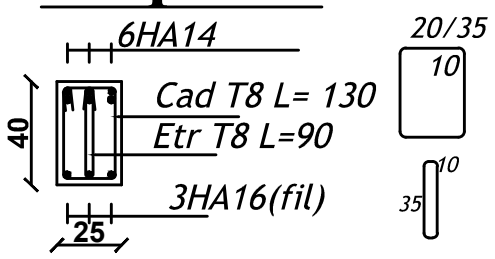
coupe b-b



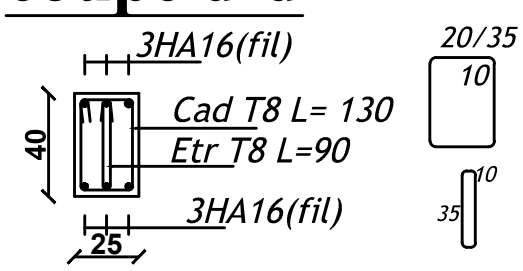
Poutres principales (25x40); Zone II



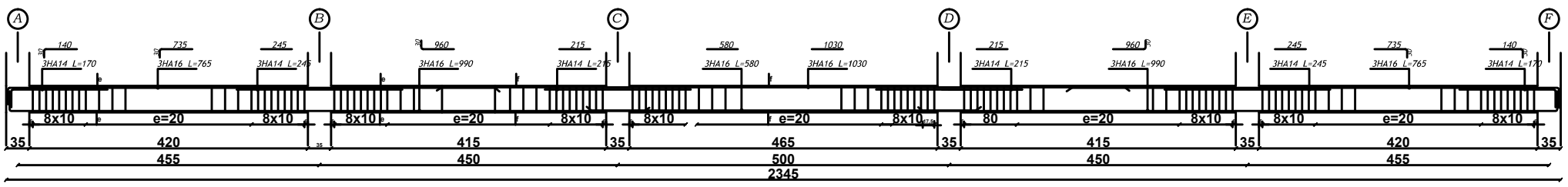
coupe c-c



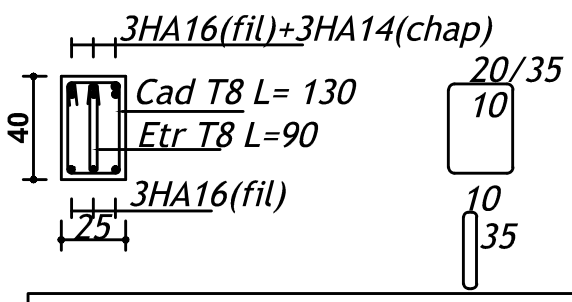
coupe d-d



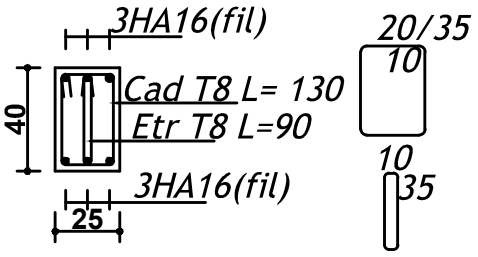
Poutres principales (25x40); Zone III



coupe e-e



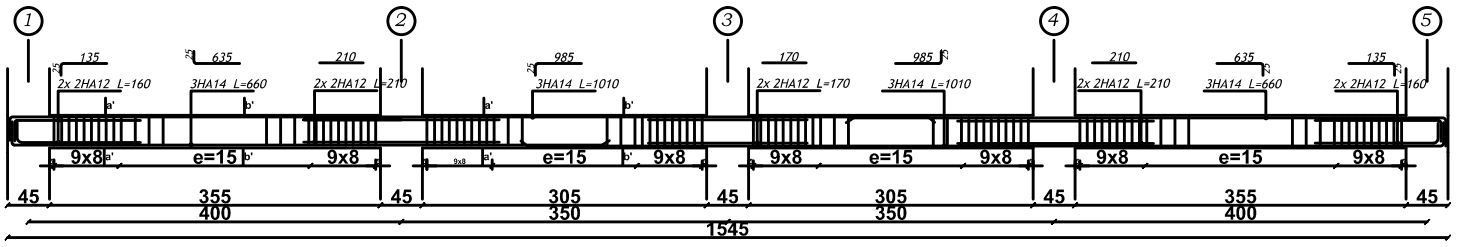
coupe f-f



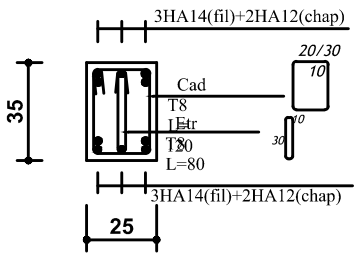
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Univérsité MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou
Faculté Génie de la construction
Département de Génie Civil

Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :01**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage des poutres**

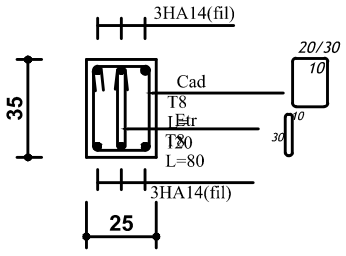
Poutres secondaires (25x35); Zone I



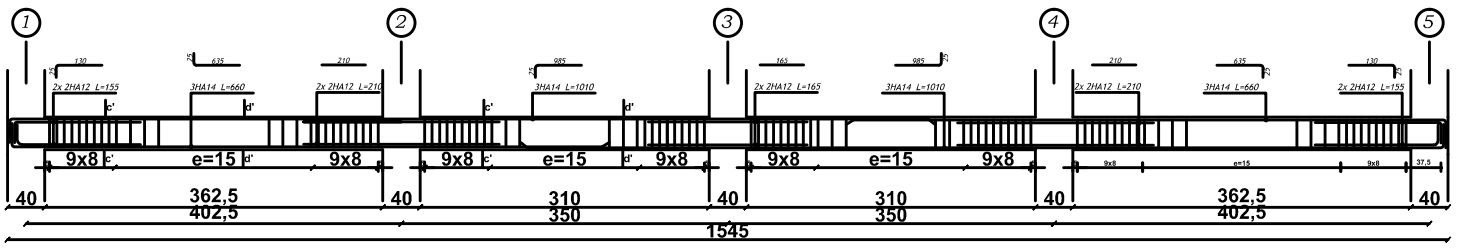
coupe a'-a'



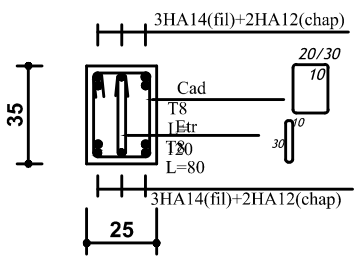
coupe b'-b'



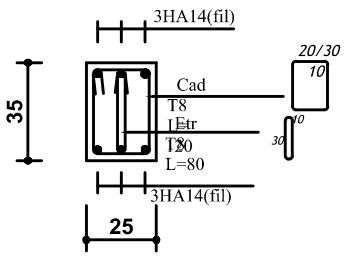
Poutres secondaires (25x35); Zone II



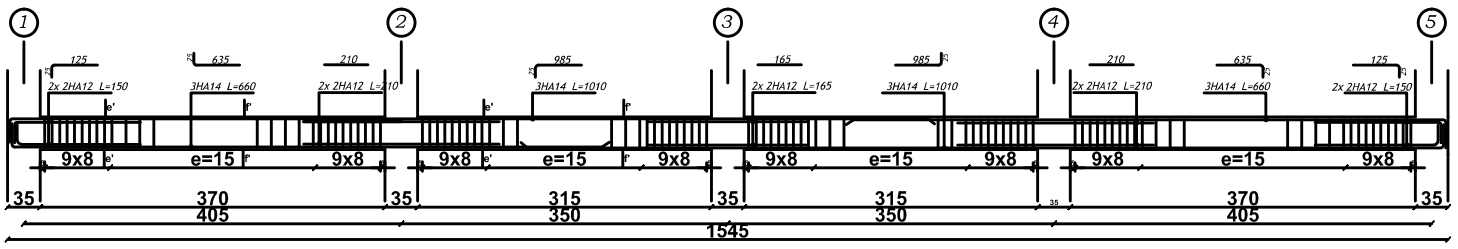
coupe c'-c'



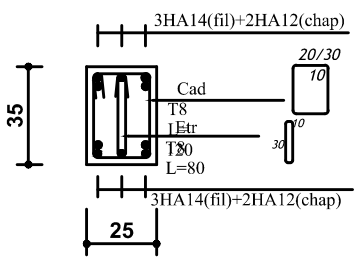
coupe d'-d'



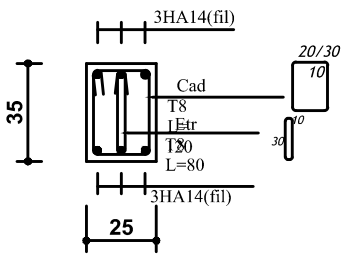
Poutres secondaires (25x35); Zone III



coupe e'-e'



coupe f'-f'



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Univérsité MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou
Faculté Génie de la construction
Département de Génie Civil

Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :01**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage des poutres**

V-2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, le calcul du ferraillage des poteaux se fera donc en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis des vérifications seront effectuées.

Les combinaisons considérées pour le calcul :

BAEL91 modifiée99 : 1,35G + 1,5Q (à l'ELU)
G + Q (à l'ELS)

RPa99 révisée 2003 : G + Q ± E
0,8G ± E

Ce calcul est effectué en considérant les efforts suivants :

- Effort normal maximal « N_{max} » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Effort normal minimal « N_{min} » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Moment fléchissant maximal « M_{max} » et l'effort correspondant « N_{cor} »

Chacun des cas donne une section d'acier, la section finale correspondra au maximum des trois.

V-2-1 Recommandations du RPA 99 :

a- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm.**
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ø (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- La jonction par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (critiques).
- Pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone IIa:

-Le pourcentage minimal d'armatures : 0.8% (b x h)
-Le pourcentage maximal d'aciers : en zone de recouvrement : 6% (b x h)
en zone de courante : 4% (b x h)

		A_{max} [cm²]	
Poteaux	A_{min} [cm²]	***Zone de recouvrement***	***Zone courante***
Poteau (45x45)	16,2	121,5	81
Poteau (40x40)	12,8	96	64
Poteau (35x35)	9,8	73,5	49

Tableau V-2-1 : Sections minimales et maximales des armatures pour les poteaux.

b- Armatures transversales :

- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Leur rôle 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.

- Elles sont calculées à l'aide de la formule du [RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2] :

$$\frac{A_{st}}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_t . f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales : fe = 400 [MPa].

At : Armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur, tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\begin{cases} \rho = 2{,}50 : \text{Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 : \text{Si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ *ou* $\frac{l_f}{b}$ *Avec :* λ_g: Elancement géométrique du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau, avec : $l_f = 0{,}7\ L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau

- Le Diamètre :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du plus grand diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_L^{\max}}{3}$$

Avec : Φ_L : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- Espacement :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq min\left\{10\Phi_L^{min}; 15cm\right\}$.

En zone de recouvrement : $S_t \leq 15\Phi_L^{\min}$

- Quantité d'armatures transversales minimale : [RPA99 révisée 2003/Art7.4.22]

Si : $\lambda g \geq 5$ → $A_t^{min} = 0{,}3\ \% S_t \times b_1$

Si : $\lambda g \leq 3$ → $A_t^{min} = 0{,}8\ \% S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda g < 5$ → Interpolation entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérer.

V-2-2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations pour le ferraillage et les vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	*Comb*	N_{max} *[KN]*	M_{xcorr} *[KN.m]*	M_{ycorr} *[KN.m]*	M_{xmax} *[KN.m]*	N_{Corr} *[KN]*	M_{ymax} *[KN.m]*	N_{corr} *[KN]*
RDC (45x45)	***ELU***	-1844,43	-2,082	3,084	31,559	-908,69	-64,738	-887,11
	GQE	-1374,59	-14,643	-19,396				
	0,8GE	-919,55	-14,154	-18,581				
	ELS	-1340,27	-1,516	2,233	18,163	-1027,04	14,987	-620,53
Etage 3 (40x40)	***ELU***	-1198,45	-2,538	8,457	-37,325	-498,9	72,305	-476,11
	GQE	-896,56	-21,634	-30,535				
	0,8GE	-599,76	-21,234	-28,323				
	ELS	-870,71	-1,876	6,127	-17,265	-345,13	13,822	-524,44
Etage 5 (35x35)	***ELU***	-595,85	-2,418	-8,904	-35,708	-125,27	-62,398	-112
	GQE	-445,75	-19,582	-28,226				
	0,8GE	-297,5	-19,288	-25,908				
	ELS	-432,8	-1,801	6,453	-18,894	-87,36	22,73	-84,052

Tableau V-2-2 : Sollicitations dans les poteaux.

V-2-3 Etapes de calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- $e_u > 0{,}5h - c$: La section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} \qquad Avec : M_f = M_u + N_u(0{,}5h - c) \qquad (M_f : \text{Moment fictif}).$$

- Si : $\mu \leq \mu_l \rightarrow$ La section est simplement armée $(\mu_l = 0{,}392)$.

$$A' = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s} \rightarrow \text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

- Si : $\mu > \mu_l \rightarrow$ La section est doublement armée.

On calcul les moments: $M_r = \mu_l.b.d^2.f_{bu}$ et $\Delta M = M_f - M_r$

$$\begin{cases} A' = \dfrac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ A = \dfrac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \end{cases} \xrightarrow{\text{Section réelle d'armatures}} \begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A - \dfrac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

- $e_u \leq 0{,}5h - c$: Il faut vérifier l'inégalité suivante ;

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0{,}337h - 0{,}81c').b.h^2.f_{bc} \ldots\ldots (I)$$

Si l'inégalité est vérifiée alors la section est partiellement comprimée.

Si l'inégalité (I) n'est pas vérifiée donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c)-M_f>(0,5-\frac{c}{h}).b.h^2.f_{bc}.....(II)$$

Si l'inégalité (II) est vérifiée, donc les deux parties nécessitent les armatures comprimées de sections :

$$A'_{st}=\frac{M_f-(d-0,5h).b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_{st}} \qquad A_{st}=\frac{N_u-b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}}-A'_{st}$$

Si l'inégalité (II) n'est pas vérifiée, donc la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures, les sections d'armatures sont :

$$A'_{st}=\frac{N-\psi\times b\times h\times f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad Avec: \psi=\frac{0,3571+\frac{N(d-c')-M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,8571-\frac{c'}{h}}$$

- Exemple de calcul :

On prend comme exemple le poteau du RDC (45x45) dans le sens longitudinal.

N_{max}	-1844,43	M_{xcorr}	-2,082
N_{min}	-919,55	M_{xcorr}	-14,643
M_{xmax}	31,559	N_{Corr}	-908,69

Tableau V-2-3 : Sollicitations dans les poteaux RDC.

$$e_u=\frac{M_u}{N_u}=\frac{2,082}{1844,43}\times 100=0,112cm<\frac{h}{2}-c=\frac{45}{2}-2=20,5cm$$

Donc Il faut vérifier l'inégalité : $N_u(d-c)-M_f\le(0,337-0,81\frac{c}{h}).b.h^2.f_{bc}$

Avec : $M_f=M_u+N_u(0,5.h-c)=2,082+1844,43(0,5\times0,45-0,02)=380,19KN.m$

$$\begin{cases}N_u(d-c)-M_f=1844,43(0,43-0,02)-380,19=376,03KN.m\\(0,337-0,81\frac{c}{h}).b.h^2.f_{bc}=(0,337-0,81\frac{0,02}{0,45})\times0,45\times0,45^2\times14200=441,25KN.m\end{cases}$$

L'inégalité est vérifiée, la section est partiellement comprimée, la section d'armatures est :

$\mu=\frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}=\frac{380,19\times10^3}{45\times43^2\times14,2}=0,322$ ($\mu\le\mu_l$ .Donc on a SSA avec β= 0,798).

$$A_f=\frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}=31,84cm^2$$

La section réelle est : $A_s=A_f-\frac{N_u}{\sigma_s}=31,84-\frac{1844,43\times10^3}{348\times10^2}=-21,16$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De la même manière on trouve les autres sections.

V-2-4 Ferraillage et vérification à l'ELU:

1- Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera par zone tel que : *ZONE I* : RDC au 2éme étage ;

ZONE II : 3éme au 5éme étage ;

ZONE II : 6éme au 8éme étage.

Les tableaux ci-dessous résument les résultats obtenus lors du calcul du ferraillage.

a- Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N [KN]	M_X [KN.m]	Nature	A_{sup} [cm^2]	A_{inf} [cm^2]	A_{MIN} [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	Ferraillage
Zone I (45x45)	N_{max}-M_{corr}	-1844,43	-2,082	SPC	0	0	16,2	20,6	4HA20+4HA16
	N_{min}-M_{corr}	-919,55	-14,154	SEC	0	0	16,2		
	N_{corr}-M_{max}	-908,69	31,559	SEC	0	0	16,2		
Zone II (40x40)	N_{max}-M_{corr}	-1198,45	-2,538	SEC	0	0	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	N_{min}-M_{corr}	-599,76	-21,234	SEC	0	0	12,8		
	N_{corr}-M_{max}	-498,9	-37,325	SEC	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N_{max}-M_{corr}	-595,85	-2,418	SEC	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
	N_{min}-M_{corr}	-297,5	-19,288	SEC	0	0	9,8		
	N_{corr}-M_{max}	-125,27	-35,708	SPC	0	1,23	9,8		

Tableau V-2-4 : Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

b- Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N [KN]	M_y [KN.m]	Nature	A_{sup} [cm^2]	A_{inf} [cm^2]	A_{MIN} [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	Ferraillage
Zone I (45x45)	N_{max}-M_{corr}	-1844,43	3,084	SPC	0	0	16,2	20,6	4HA20+4HA16
	N_{min}-M_{corr}	-919,55	-18,581	SEC	0	0	16,2		
	N_{corr}-M_{max}	-887,11	-64,738	SEC	0	0	16,2		
Zone II (40x40)	N_{max}-M_{corr}	-1198,45	8,457	SEC	0	0	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	N_{min}-M_{corr}	-599,76	-28,323	SEC	0	0	12,8		
	N_{corr}-M_{max}	-476,11	72,305	SEC	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N_{max}-M_{corr}	-595,85	-8,904	SEC	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
	N_{min}-M_{corr}	-297,5	-25,908	SEC	0	0	9,8		
	N_{corr}-M_{max}	-112	-62,398	SPC	0	3,64	9,8		

Tableau V-2-5 : Ferraillage des poteaux dans le sens transversal.

2- Armatures transversales :

a- Diamètre :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_L^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67mm \rightarrow \text{ Soit : } \Phi_t = 8\ mm.$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$

b- Espacement :

En zone nodale : $S_t \leq min\left\{10\Phi_L^{min};15cm\right\} \rightarrow St \leq 12cm \rightarrow Soit : St = 10cm$

En zone de recouvrement : $S_t \leq 15\Phi_L^{min} \rightarrow St \leq 18cm$

Soit : $\begin{cases} S_t = 12cm \text{ (pour les poteaux 45x45)} \\ S_t = 15cm \text{ (pour les poteaux 40x40 et 35x35)} \end{cases}$

c- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Calcul de l'élancement géométrique des poteaux :

-*Poteau 45 × 45* : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 408 = 6,35$

-*Poteau 40 × 40* : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0,7 \times 306 = 5,35$

-*Poteau 35 × 35* : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0,7 \times 306 = 6,12$

$\lambda g > 5 \rightarrow A_t{}^{min} = 0,3\ \% \times S_t \times b_1$

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b.S_t}$ en pourcentage est donnée comme suit :

		Zone nodale		Zone courante			
Poteaux	***b_1 [cm]***	***St [cm]***	***$A_t{}^{min}$ [cm²]***	***St [cm]***	***$A_t{}^{min}$ [cm²]***	***A_t [cm²]***	***Observation***
Poteau (45x45)	45	10	1,35	12	1,62	2,01	***Vérifiée***
Poteau (40x40)	40	10	1,2	15	1,8	2,01	***Vérifiée***
Poteau (35x35)	35	10	1,05	15	1,575	2,01	***Vérifiée***

Tableau V-2-6 : Vérification de la section d'armatures transversales.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de 10 Φminimum = 8cm.

3- Longueur de recouvrement :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \Phi_l^{min}$

Zone I : $L_r = 40 \times 1,6 = 64cm$

Zone II : $L_r = 40 \times 1,4 = 56cm$

Zone III : $L_r = 40 \times 1,2 = 48cm$

4- Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91Article :A.6.1.221].

$$l_s = \frac{\Phi.f_e}{4.\tau_{su}} \qquad Avec : \quad \tau_{su} = 0,6\psi_s^2.f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2.2,1 = 2,835$$

D'où : Pour Φ= 2cm, $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,5cm, on\ prend : l_s = 75cm$

Pour Φ= 1,6cm, $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,4cm, on\ prend : l_s = 60cm$

Pour Φ= 1,4cm, $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,4cm, on\ prend : l_s = 50cm$

Pour Φ= 1,2cm, $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3cm, on\ prend : l_s = 45cm$

5- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \qquad Avec : \begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{si} \quad \lambda g < 5 \end{cases}$$

ZONE	*Niveau*	V_u *[KN]*	*b [cm]*	*d [cm]*	λg	ρ_d	τ_{bu} *[MPa]*	$\bar{\tau}_{bu}$ *[MPa]*	*observations*
I	***RDC au 2éme***	42,64	45	43	6,35	0,075	0,0220	1,875	***vérifiée***
II	***3éme au 5éme***	48,8	40	38	5,35	0,075	0,0321	1,875	***vérifiée***
III	***6éme au8éme***	43,69	35	33	6,12	0,075	0,0378	1,875	***vérifiée***

Tableau V-2-7 : Vérification des efforts tranchant dans les poteaux.

6- Délimitation de la zone nodale :

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\ cm\right\}$ *Avec :* b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On prend : *h' = 60cm.*

V-2-5 Vérification à l'ELS :

1- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{fe} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} .b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- *Sens longitudinal :*

Zone	*Sollicitations*	N_{ELS}	$M_{X\ ELS}$	e_s	A_{min}	$A_{adoptée}$	*observations*
Zone I	N_{max}-M_{corr}	1340,27	1,516	0,00113112	5,66	20,6	***vérifiée***
	N_{min}-M_{corr}	602,06	7,596	0,01261668	6,25		***vérifiée***
	N_{cor}-M_{max}	1027,04	18,163	0,0176848	6,59		***vérifiée***
Zone II	$N_{max}M_{corr}$	870,71	1,876	0,00215456	4,48	14,2	***vérifiée***
	$N_{min}M_{corr}$	332,42	12,744	0,03833704	7,71		***vérifiée***
	N_{cor}-M_{max}	345,13	17,265	0,05002463	11,47		***vérifiée***
Zone III	$N_{max}M_{corr}$	432,8	1,801	0,00416128	3,47	10,68	***vérifiée***
	$N_{min}M_{corr}$	75,91	17,785	0,23429061	0,68		***vérifiée***
	N_{cor}-M_{max}	87,36	18,894	0,21627747	0,60		***vérifiée***

Tableau V-2-8 : Condition de non fragilité des poteaux à l'ELS dans le sens longitudinal.

- *Sens transversal :*

Zone	Sollicitations	N_{ELS}	$M_{y\ ELS}$	e_s	A_{min}	$A_{adoptée}$	observations
Zone I	N_{max}-M_{corr}	1340,27	2,233	0,00166608	5,81	20,6	vérifiée
	N_{min}-M_{corr}	602,06	9,294	0,015437	6,56		vérifiée
	N_{cor}-M_{max}	1027,04	14,987	0,02415193	7,23		vérifiée
Zone II	$N_{max}M_{corr}$	870,71	6,127	0,00703679	4,81	14,2	vérifiée
	$N_{min}M_{corr}$	332,42	17,167	0,0516425	11,92		vérifiée
	N_{cor}-M_{max}	524,44	13,822	0,0263557	6,12		vérifiée
Zone III	$N_{max}M_{corr}$	432,8	6,453	0,01490989	4,08	10,68	vérifiée
	$N_{min}M_{corr}$	75,91	20,175	0,26577526	0,78		vérifiée
	N_{cor}-M_{max}	87,36	22,73	0,21627747	0,60		vérifiée

Tableau V-2-9 : Condition de non fragilité des poteaux à l'ELS dans le sens transversal.

2- Vérifications des contraintes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$

a- Cas d'une section entièrement comprimée :

- Calcul de l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15(A_s + A_s')$

- Détermination de la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique : $X_G = \frac{A_1(0,5\times h - c') - A_2(d - 0,5\times h)}{b\times h + 15(A_1 + A_2)}$

- Calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15[A_1 \times (0,5.h - c' - X_G)^2 + A_2 \times (d - 0,5.h - X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S(e_S - X_G)\times(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \rightarrow \quad \textit{Fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S(e_S - X_G)\times(\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \rightarrow \quad \textit{Fibre inferieure.}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que : $max(\sigma_{sup}\ ;\ \sigma_{inf}) \le \overline{\sigma}_{bc}$

b- Cas d'une section partiellement comprimée :

- Détermination de la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec : y_1: Distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2: Distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_P.

l_c: Distance entre le centre de pression C_P et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P.y_2 + q = 0$

et : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3\times l_c^2 - 90A_s' \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \frac{d - l_c}{b}$$

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

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ tel que : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- $Si\ \Delta \geq 0 : t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q), u = \sqrt[3]{t}, y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si Δ<0 : L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3}\right),\quad y_2^2 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right),\ y_2^3 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$Avec : \alpha = arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right),\ \alpha = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[As(d - y_1)^2 + A_s'(y_1 - c')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I}.y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- *Sens longitudinal :*

Zone	*N[KN]*	*M[KN.m]*	*As[cm²]*	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_s$	*Observation*
Zone I	1340,27	1,516	10,3	5,97	89,5	15	348	***vérifiée***
	602,06	7,596	10,3	3,03	44,9	15	348	***vérifiée***
	1027,04	18,163	10,3	5,43	80,3	15	348	***vérifiée***
Zone II	870,71	1,876	7,825	4,88	72,9	15	348	***vérifiée***
	332,42	12,744	7,825	2,69	39,1	15	348	***vérifiée***
	345,13	17,265	7,825	3,07	44,3	15	348	***vérifiée***
Zone III	432,8	1,801	6,03	3,27	48,7	15	348	***vérifiée***
	75,91	17,785	6,03	2,9	38,1	15	348	***vérifiée***
	87,36	18,894	6,03	3,1	40,9	15	348	***vérifiée***

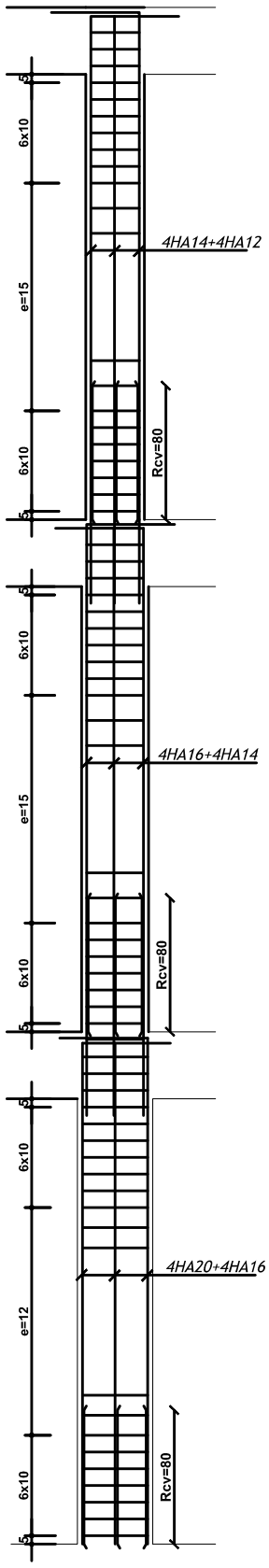
Tableau V-2-10 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

- *Sens transversal :*

Zone	*N[KN]*	*M[KN.m]*	*As[cm²]*	σ_{bc}	σ_s	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_s$	*Observation*
Zone I	1340,27	2,233	10,3	6,01	90	15	348	***vérifiée***
	602,06	9,294	10,3	3,12	46,1	15	348	***vérifiée***
	620,53	14,987	10,3	3,48	51,3	15	348	***vérifiée***
Zone II	870,71	6,127	7,825	5,17	76,9	15	348	***vérifiée***
	332,42	17,167	7,825	3	43,2	15	348	***vérifiée***
	524,44	13,822	7,825	3,81	55,8	15	348	***vérifiée***
Zone III	432,8	6,453	6,03	3,75	55,1	15	348	***vérifiée***
	75,91	20,175	6,03	3,27	42,5	15	348	***vérifiée***
	84,05	22,73	6,03	3,67	47,7	15	348	***vérifiée***

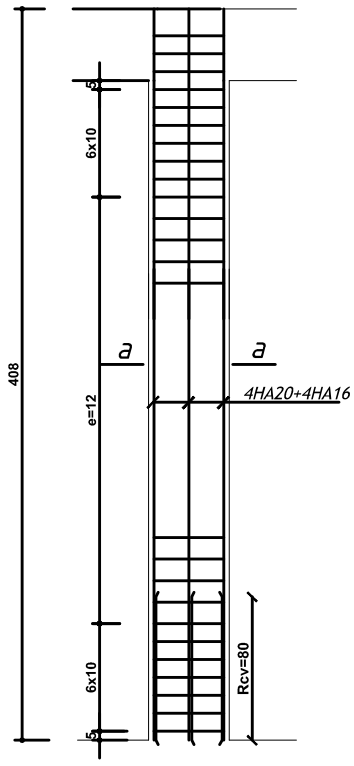
Tableau V-2-11 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

POTEAU (35x35)

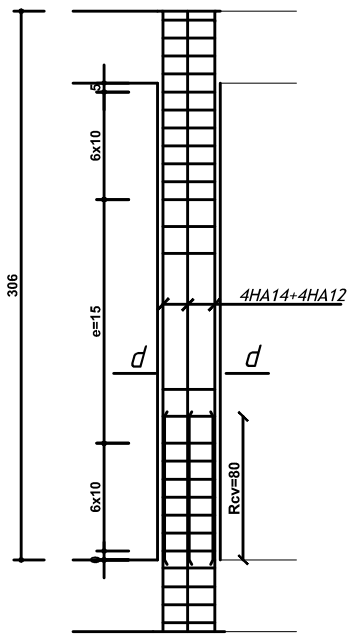


POTEAU (40x40)

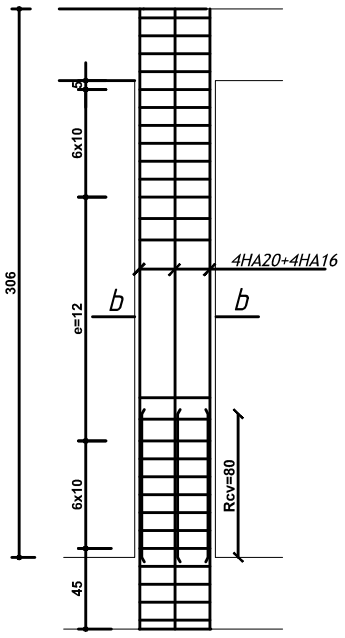
POTEAU (45x45)



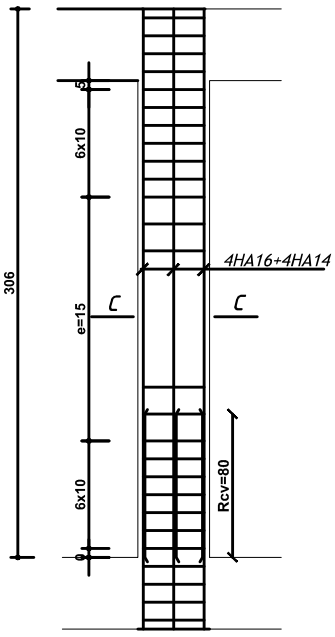
POTEAU (45x45)
Zone I: RDC



POTEAU (35x35)
Zone III

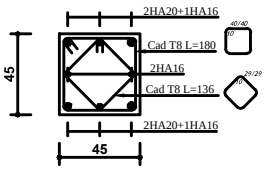


POTEAU (45x45)
Zone I: 1 et 2

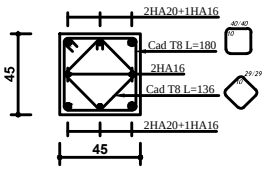


POTEAU (40x40)
Zone II

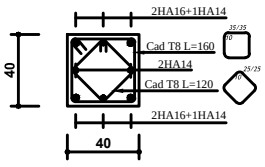
coupe a-a

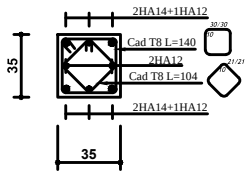


coupe b-b



coupe c-c





Reduction de la section

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE **Univérsité MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou** **Faculté Génie de la construction** **Département de Génie Civil**	
Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :02**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage des poteaux**

V-3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles se fera selon le règlement du BAEL91 modifié99 et du RPA99/version 2003.

Le voile est sollicité à la flexion composée, avec le moment fléchissant et l'effort tranchant engendrés sous l'action des forces horizontales (séisme) et l'effort normal dû aux charges verticales (charges permanentes, d'exploitation et sismique).

On prévoit trois types d'armatures pour les voiles : - Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en deux zones : *Zone 1 :* du RDC au 2 étage.
Zone 2 : du 3er au 8eme étage.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

Pour le ferraillage :

- RPA99-modifié2003 : $\begin{cases} 0{,}8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Pour les vérifications :

- BAEL 91 modifiée 99 : $\begin{cases} 1{,}35.G + 1{,}5.Q \\ G + Q \end{cases}$

V-3-1 Armatures verticales :

1- Etapes du ferraillage :

- Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : I : Moment d'inertie du voile.
M : Moment dans le voile.
N : Effort normal dans le voile.
V et V' : Bras de levier (Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$
B : La section horizontale du voile $(B = e.L)$.
L : La longueur du voile.
e : Épaisseur du voile.

- Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3} \right)$$

L_C : Largeur de la zone comprimée calculé par : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}.L$

L_T : Largeur de la zone tendue : $L_T = (L - L_C)$

h_e : Hauteur entre nus des planchers.

- Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

a- Section partiellement comprimée « S.P.C » :

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_{v1} = \frac{N_1}{\overline{\sigma}_{st}}\right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_{v2} = \frac{N_2}{\overline{\sigma}_{st}}\right]$$

N_1, N_2: efforts normaux.

A_1, A_2 : Sections d'armatures verticales.

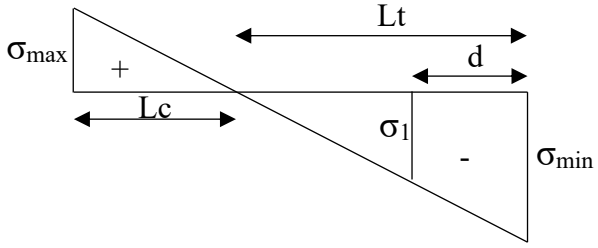


Figure V-3-1 : Contraintes dans une section partiellement comprimée.

e : Épaisseur du voile.

σ_1 : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible des aciers.

Situation accidentelle : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1} = 400MPa.$

b- Section entièrement comprimée « S.E.C » :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_{st}}\right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B.f_{bc}}{\sigma_{st}}\right]$$

Situation accidentelles : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25MPa.$

c- Section entièrement tendue « S.E.T » :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}\right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right).d.e\right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}\right]$$

2- Section minimale d'armatures :

a- Compression simple :

La section d'armatures verticales doit être au moins égale à 4cm^2 par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : 0,2% $B_c \leq A_{min} \leq$ 5% B_c ; *Avec : B_c* : Section du béton comprimé**.**

b- Traction simple :

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit être au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu : $A_{\min} \geq 0{,}20\% B_t$

Ainsi que : $A_{min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$ *Avec* B_t : La section horizontale du béton tendu**.**

V-3-2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochets à 135º, ayant une longueur de 10ϕ.

D'après le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$ ⟶ $A_H \geq max\left\{\frac{A_v}{4} ; 0{,}15\%.B\right\}$

D'après le RPA99 : $A_H \geq 0{,}15\%.B$

Avec : A_v : La section d'armatures verticales.

B : Section totale du béton.

V-3-3 Armatures transversales :

Les Armatures transversales sont généralement des épingles, et ont pour rôle :
-Relier les deux nappes d'armatures verticales. D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relient les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.
-D'empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
-De renforcer les parties extérieures du mur de refend.

V-3-4 Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

V-3-5 Dispositions constructives :

a- Espacements : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifie2003]

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :
$St \leq min(15.e ; 30cm)$
A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

b- Diamètre maximal : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifie2003]

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

c- Longueur de recouvrement : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifie2003]

La longueur de recouvrement est égale à :
40Ø: Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

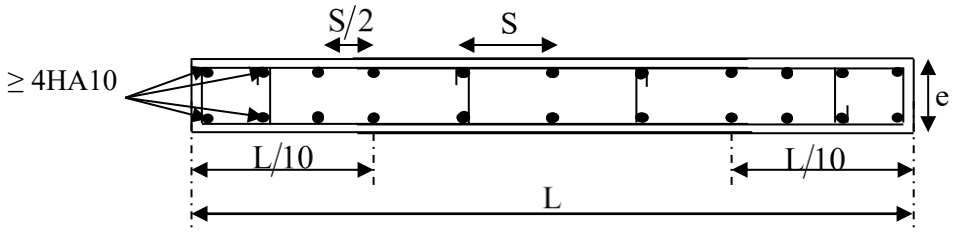


Figure V-3-2 : Disposition des armatures dans les voiles.

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

a- Voiles transversaux :

VT	N_{min} [KN]	M_{max} [KN.m]	B [m^2]	V [m]	I [m^2]	σmax [kN/m^2]	σmin [kN/m^2]
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=3,55 m et d'épaisseur e = 0,2m.						
Zone *I*	463,5	3044,114	0,71	1,775	0,7456	6287,09	-5128,34
	111,23	3036,508	0,71	1,775	0,7456	5832,49	-5554,42
Zone *II*	486,3	1510,269	0,73	1,825	0,8105	3362,64	-2161,89
	237,92	1514,013	0,73	1,825	0,8105	3062,84	-2475,39
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L = 2,2 m et d'épaisseur e = 0,2m.						
Zone *I*	555,66	603,623	0,44	1,1	0,1775	5004,33	-2478,60
	617,23	602,042	0,44	1,1	0,1775	5134,46	-2328,87
Zone *II*	111,81	193,68	0,44	1,1	0,1775	1454,61	-946,38
	151,24	192,207	0,44	1,1	0,1775	1535,09	-847,64

Tableau V-3-1 : Efforts internes et contraintes dans les voiles transversaux.

b- Voiles longitudinaux :

VL	N_{min} [KN]	M_{max} [KN.m]	B [m^2]	V [m]	I [m^2]	σmax [kN/m^2]	σmin [kN/m^2]
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1,4m et d'épaisseur e = 0,2 m.						
Zone *I*	431,97	329,488	0,28	0,7	0,0457	6585,93	-3500,43
	575,27	323,561	0,28	0,7	0,0457	7007	-2897,93
Zone *II*	53,71	197,952	0,29	0,725	0,0508	3009,73	-2639,32
	156,29	182,842	0,29	0,725	0,0508	3147,85	-2069,99
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1,6m et d'épaisseur e = 0,2 m.						
Zone *I*	285,88	480,217	0,32	0,85	0,0683	6872,64	-5085,89
	334,09	480,217	0,32	0,85	0,0683	7023,3	-4935,23
Zone *II*	38,97	168,336	0,33	0,825	0,0749	1973,03	-1736,85
	70,26	168,336	0,33	0,825	0,0749	2067,85	-1642,03
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L = 4,05 m et d'épaisseur e = 0,2 m.						
Zone *I*	1884,08	4544,739	0,81	2,025	1,1072	8826,37	-4639,52
	1260,84	4542,445	0,81	2,025	1,1072	8130,48	-5328,61
Zone *II*	1339,05	2108,902	0,82	2,05	1,1487	4527,49	-1584,53
	888,45	2070,018	0,82	2,05	1,1487	3975,98	-2023,35

Tableau V-3-2 : Efforts internes et contraintes dans les voiles longitudinaux.

V-3-6 Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailler le voile transversale VT1 au niveau de la zone I.

a- Caractéristiques géométriques :

L = 3,55m.
e = 0,2m.
B = 0,71m.
I = 0,7456 m^4

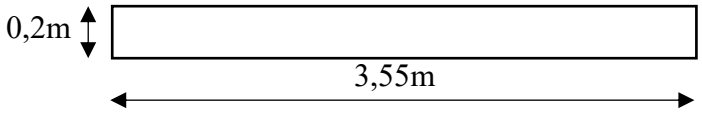


Figure V-3-3 : Géométrie du voile VT1.

b- Calcul des contraintes :

N = 111,23 kN

M = 3036,508 kN.m

V = V' = 3,55/2 = 1,775m.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{111,23}{0,71} + \frac{3036,508 \times 1,775}{0,7456} = 5832,49KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} = \frac{111,23}{0,71} - \frac{3036,508 \times 1,775}{0,7456} = -5554,42KN/m^2$$

→ Section partiellement comprimée.

c- Longueur de la zone comprimée et tendue :

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}\right).L = \left(\frac{5832,49}{5832,49 + 5554,42}\right) \times 3,55 = 2,049m$$

$$L_t = L - L_c = 3,55 - 2,049 = 1,951m$$

d- Calcul de la largeur de la bande :

$$d \le min\left(\frac{L}{2}, \frac{2 \times Lc}{3}\right) = min\left(\frac{3,55}{2}, \frac{2 \times 2,049}{3}\right) = 1,366m$$

On prend : $d_1 = 0,975m$

Et : $d_2 = 0,976m$

e- Section d'armature pour la bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}.(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-5554,42 \times (1,951 - 0,975)}{1,951} = -2778,861KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right).d.e = \frac{5554,42 + 2778,861}{2} \times 0,975 \times 0,20 = 812,495KN$$

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{812,495}{40} = 20,31cm^2$$

$$A_{1\ min} \ge max\left(\frac{B_t.f_{t28}}{f_e}; 0,002B\right) = max\left(\frac{97,5 \times 20 \times 2,1}{400}\ ;\ 0,002 \times 97,5 \times 20\right) = 10,24cm^2$$

Soit : **$A_{v1} = 20,31cm^2$**

f- Section d'armature pour la bande 2 :

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right).d_2.e = \frac{2778,861}{2} \times 0,976 \times 0,20 = 271,261\,KN$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\overline{\sigma_{st}}} = \frac{271,261}{40} = 7,79\ cm^2$$

$$A_{2\ min} \geq max\left(\frac{B_t.f_{t28}}{f_e};0,002B\right) = max\left(\frac{97,6 \times 20 \times 2,1}{400}\ ;\ 0,002 \times 97,6 \times 20\right) = 10,25\,cm^2$$

Soit : **A_{v2}= 10,25cm²**

Nous allons donc ferrailler notre voile avec la bande 1 de section A_{v1} =20,31cm²

g- Section d'armature pour une nappe :

$$A_V = \frac{A_{v1} \times L}{2 \times d_1} = \frac{20,31 \times 3,55}{2 \times 0,975} = 41,67\ cm^2$$

On opte pour 27HA16=54,28 cm² Avec S_t = 15cm.

h- Armatures horizontales :

$$A_H \geq max\left(\frac{A_V}{4};0,15\%.B\right) = max\left(\frac{54,28}{4};0,0015 \times 20 \times 355\right) = 13,57cm^2$$

On opte pour 16HA12=18,10cm² Avec St = 20cm

i- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par mètre carré.

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

j- Les potelets :

La section d'armatures calculée pour le poteau est supérieure à celle du voile, on opte donc pour le même ferraillage que celui du poteau.

k- Vérification des espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :
$S \leq \min(1,5e\ ;\ 30cm) = 30cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

l- Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL91 : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right\} = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9.L.e} = \frac{515,82 \times 10^3}{0,9 \times 3550 \times 200} = 0,807\,MPa < \overline{\tau}_u = 2,5\,MPa \rightarrow Condition\ vérifiée.$$

RPA99-modifié2003 : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\,MPa$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{0,9.L.e} = \frac{1,4 \times 515,82 \times 10^3}{0,9 \times 3550 \times 200} = 1,13\,MPa < \overline{\tau} = 5\,MPa \rightarrow Condition\ vérifiée$$

m- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15A_V} = \frac{1300{,}52 \times 10^3}{200 \times 3550 + 15 \times 54{,}28 \times 10^2} = 1{,}64MPa < \overline{\sigma}_b = 15MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal. Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Noms des voiles			**Voiles VT1**		**Voiles VT5**	
Zones			**Zone 1**	**Zone 2**	**Zone 1**	**Zone 2**
Caractéristiques géométriques	**L [m]**		3,55	3,65	2,2	2,2
	e [m]		0,2	0,2	0,2	0,2
	B [m]		0,71	0,73	0,44	0,44
Sollicitation de calcul	**σ_{max} [kN/m²]**		5832,49	3062,84	5134,46	1535,09
	σ_{min} [kN/m²]		-5554,42	-2475,39	-2328,87	-847,64
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u [kN]		515,82	1514,013	133,03	57,28
	Lc [m]		2,049	2,240	1,514	1,417
	Lt [m]		1,951	1,810	0,686	0,783
	d [m]		0,975	0,905	0,686	0,783
	σ_1 [KN/m²]		-2778,861	-1237,835	0	0
	N_1 [kN]		812,495	336,047	159,875	66,339
	N_2 [kN]		271,261	112,049	0	0
Ferraillage	**A_v [m]/bande**	**A_{V1}**	20,31	8,40	4	1,66
		A_{V2}	7,79	3,22	0	0
	Avmin (cm²)/bande		10,25	9,50	7,21	8,22
	Avmin [cm²]/nappe		41,67	21,26	11,55	11,55
	Choix des barres/nappe		**27HA16**	**27HA12**	**15HA12**	**15HA12**
	$A_{vadoptée}$ [cm²]/nappe		54,28	31,54	16,96	16,96
	St [cm]		**15**	**15**	**15**	**15**
	A_H [cm²]/nappe		13,57	12,15	6,6	6,6
	Choix des barres/nappe		**16HA12**	**16HA12**	**16HA10**	**16HA10**
	A_H adopté [cm²]/nappe		18,10	18,10	12,57	12,57
	St [cm]		**20**	**20**	**20**	**20**
	Armatures transversales		**4 Epingles HA8/m²**		**4 Epingles HA8/m²**	
Vérifications des contraintes	**$\tau_{u\,max}$ =3,25 [MPa]**	**τ_u [MPa]**	0,807	2,077	0,336	1,145
	$\tau_{b\,max}$ =5 [MPa]	**τ_b [MPa]**	1,13	2,908	0,470	0,203
	N_s [kN]		1300,2	910,1	309,23	198,14
	σ_{bmax} =15 [MPa]	**σ_b [MPa]**	1,64	1,01	0,63	0,4

Tableau V-3-3 : Ferraillage des voiles transversaux VT1 et VT2.

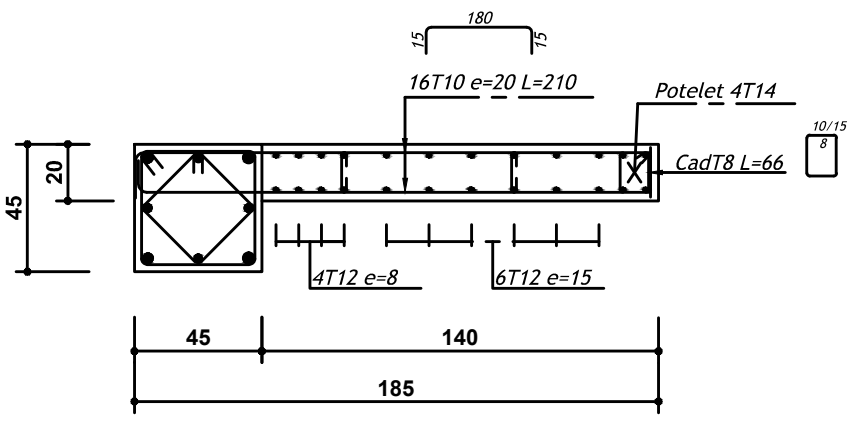
Noms des voiles			**Voiles VL1**		**Voiles VL7**	
Zones			**Zone 1**	**Zone 2**	**Zone 1**	**Zone 2**
Caractéristiques géométriques	**L [m]**		1,4	1,45	1,6	1,6
	e [m]		0,2	0,2	0,2	0,2
	B [m]		0,280	0,290	0,32	0,32
Sollicitation de calcul	**σ_{max} [kN/m²]**		6585,93	3009,73	6872,64	1973,03
	σ_{min} [kN/m²]		-3500,43	-2639,32	-5085,89	-1736,85
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u [kN]		107,17	110,08	156,09	78,39
	Lc [m]		0,914	0,773	0,920	0,851
	Lt [m]		0,486	0,677	0,680	0,749
	d [m]		0,486	0,515	0,613	0,567
	σ_1 [KN/m²]		0	-632.833	-504,130	-421,497
	N_1 [kN]		170,073	168,524	342,679	122,440
	N_2 [kN]		0	10,279	3.400	7,662
Ferraillage	**A_v [m]/bande**	**A_{V1}**	4,25	4,21	8,57	3,06
		A_{V2}	0	0,30	0,10	0,22
	Avmin (cm²)/bande		5,10	5,41	6,64	5,96
	Avmin [cm²]/nappe		7,35	7,61	11,18	8,4
	Choix des barres/nappe		**10HA12**	**10HA12**	**11HA12**	**11HA10**
	$Av_{adoptée}$ [cm²]/nappe		11,31	11,31	12,44	8,64
	St [cm]		**15**	**15**	**15**	**15**
	A_H [cm²]/nappe		4,20	4,35	4,8	4,8
	Choix des barres/nappe		**16HA10**	**16HA10**	**16HA10**	**16HA10**
	A_H adopté [cm²]/nappe		12,57	12,57	12,57	12,57
	St [cm]		**20**	**20**	**20**	**20**
	Armatures transversales		**4 Epingles HA8/m²**		**4 Epingles HA8/m²**	
Vérifications des contraintes	**$\tau_{u\ max}$ =3,25 [MPa]**	**τ_u [MPa]**	0,425	0,422	0,542	0,272
	$\tau_{b\ max}$ =5 [MPa]	**τ_b [MPa]**	0,595	0,590	0,759	0,381
	N_s [kN]		511,74	362,77	238,34	154,51
	σ_{bmax} =15 [MPa]	**σ_b [MPa]**	1,63	1,12	0,67	0,45

Tableau V-3-4 : Ferraillage des voiles longitudinaux VL1 et VL2.

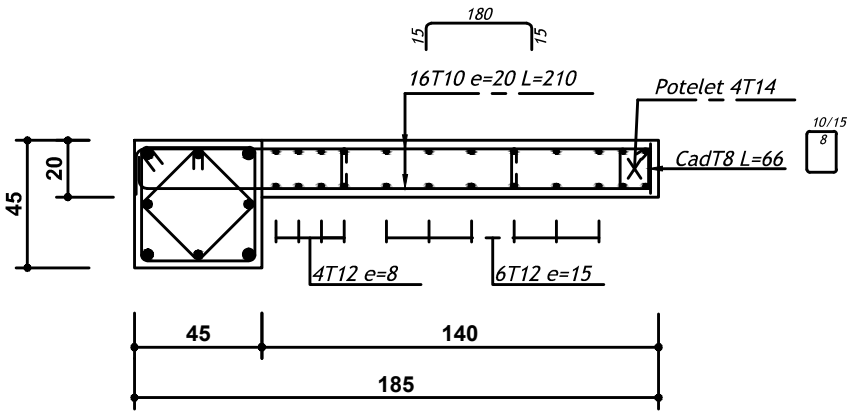
Nom du voile			**Voiles VL5**	
Zones			**Zone 1**	**Zone 2**
Caractéristiques géométriques	**L [m]**		4,05	4,10
	e [m]		0,2	0,2
	B [m]		0,81	0,82
Sollicitation de calcul	**σ_{max} [kN/m²]**		8130,48	3975,98
	σ_{min} [kN/m²]		-5328,61	-2023,35
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**
	V_u [kN]		653,64	535,59
	Lc [m]		2,718	3,015
	Lt [m]		1,782	1,530
	d [m]		0,891	1,530
	σ_1 [KN/m²]		-2663,710	0
	N_1 [kN]		712,116	309,573
	N_2 [kN]		237,231	0
Ferraillage	**A_v [m]/bande**	**A_{V1}**	17,80	7,74
		A_{V2}	6,82	0
	Avmin (cm²)/bande		9,36	16,07
	Avmin [cm²]/nappe		44,96	23,89
	Choix des barres/nappe		**30HA14**	**30HA12**
	$A_{vadoptée}$ [cm²]/nappe		46,18	33,93
	St [cm]		**15**	**15**
	A_H [cm²]/nappe		13,50	13,65
	Choix des barres/nappe		**16HA12**	**16HA12**
	A_H adopté [cm²]/nappe		18,10	18,10
	St [cm]		**20**	**20**
	Armatures transversales		**4 Epingles HA8/m²**	
Vérifications des contraintes	**$\tau_{u\ max}$ =3,25 [MPa]**	**τ_u [MPa]**	0,807	0,654
	$\tau_{b\ max}$ =5 [MPa]	**τ_b [MPa]**	1,130	0,916
	N_s [kN]		2086,6	1490,66
	σ_{bmax} =15 [MPa]	**σ_b [MPa]**	2,01	1,47

Tableau V-3-5 : Ferraillage du voile longitudinale VL3.

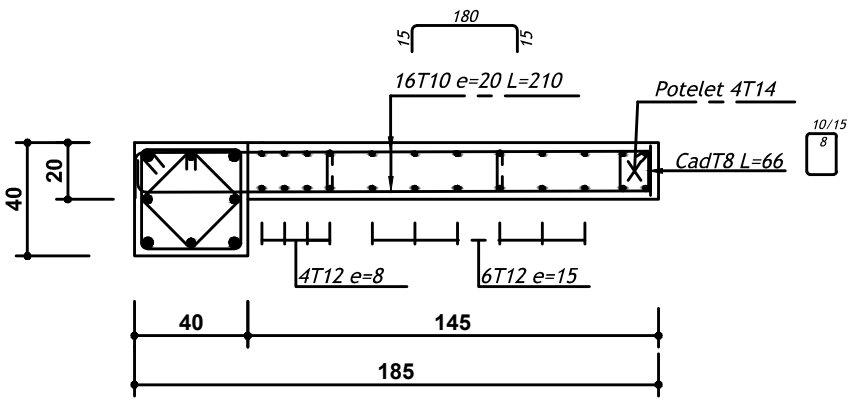
-Voiles VL1, VL2, VL3, VL4



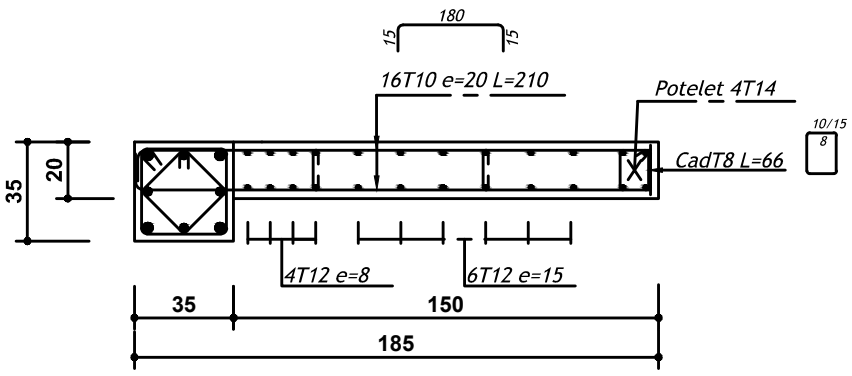
-Zone I: RDC



-Zone I: 1er et 2eme

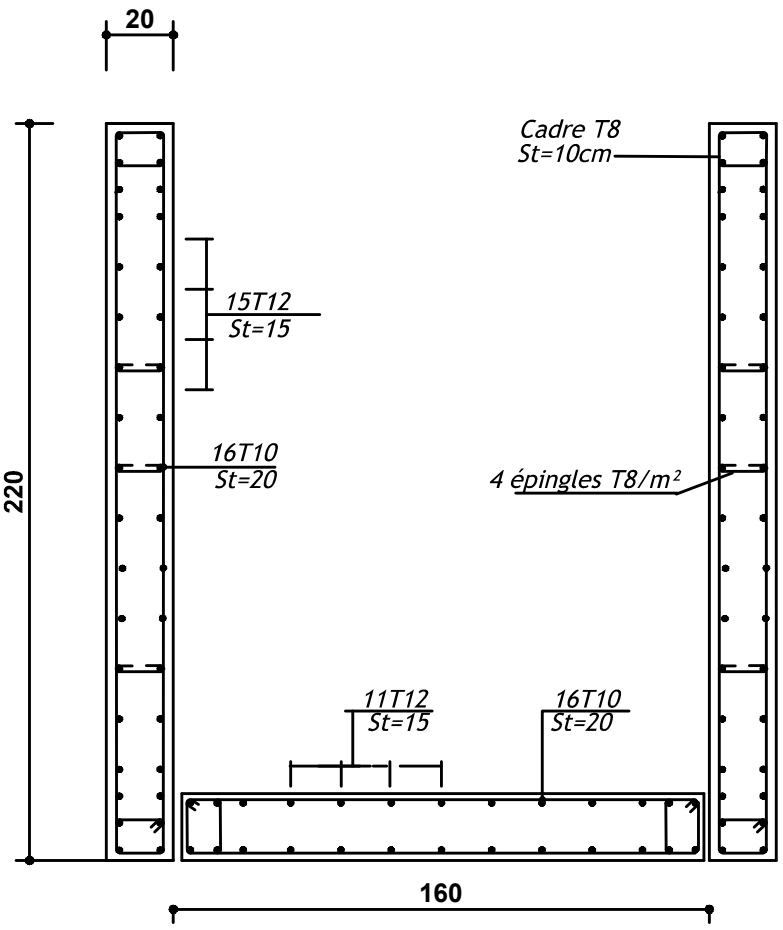


-Zone II: du 3eme au 5eme

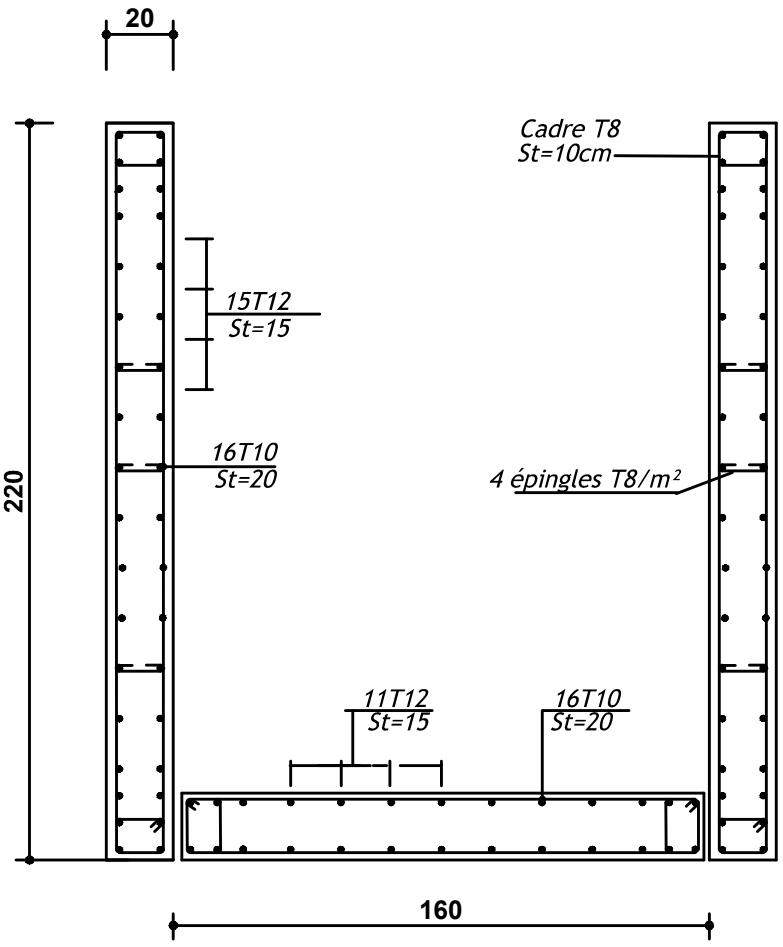


-Zone II: du 6eme au 8eme

-Voiles VT5, VT6 et VL7



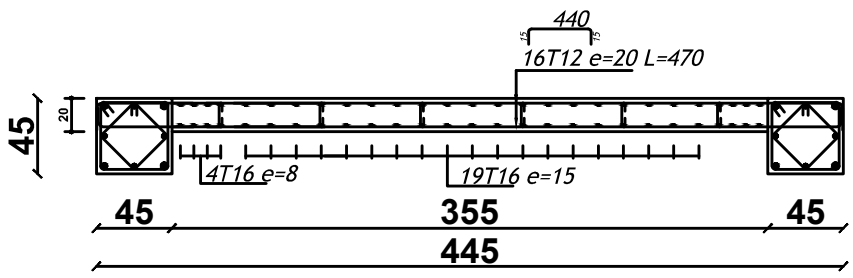
-Zone I



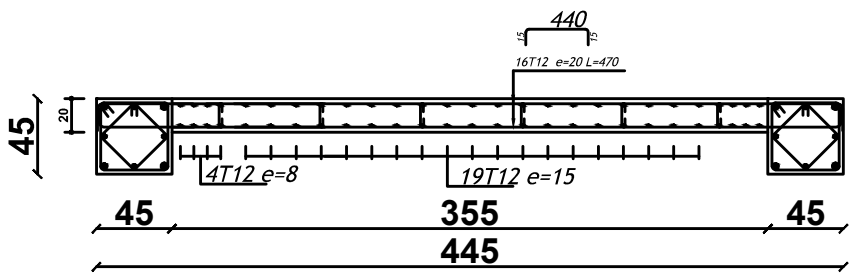
-Zone II

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE **Univérsité MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou** **Faculté Génie de la construction** **Département de Génie Civil**	
Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :03**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage des voiles**

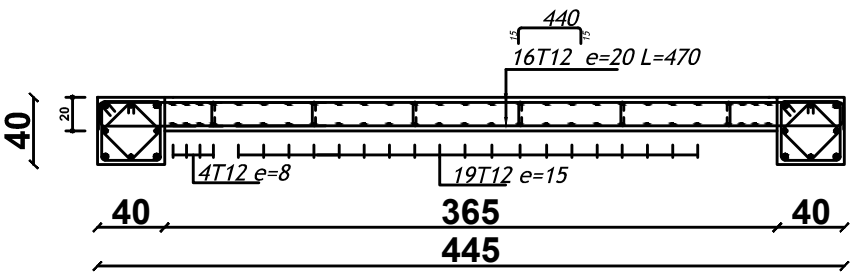
-Voiles VT1, VT2, VT3 et VT4



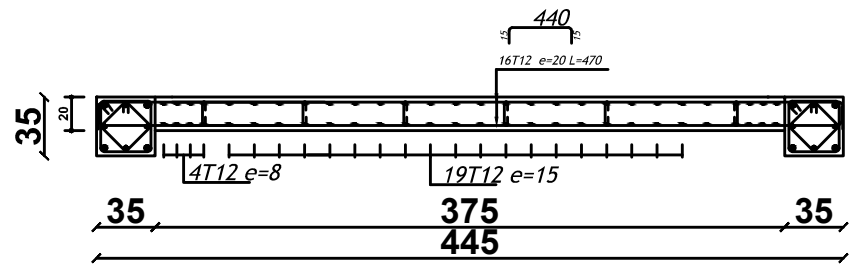
-Zone I: RDC



-Zone I: 1er et 2eme

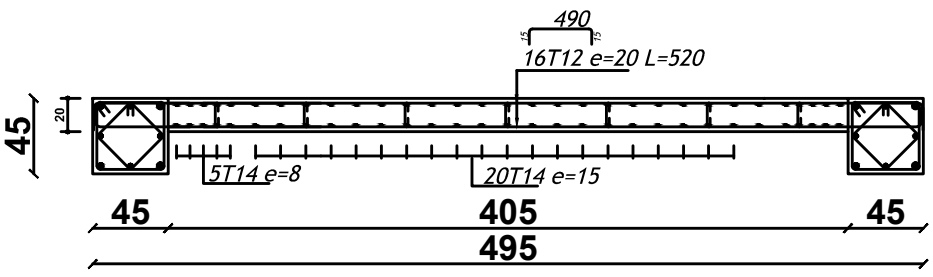


-Zone II: du 3eme au 5eme

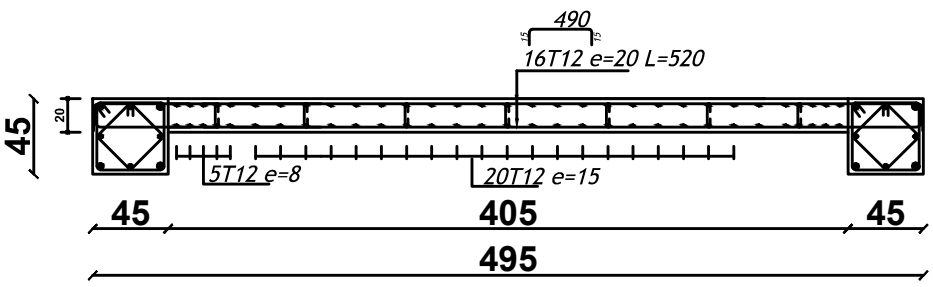


-Zone II: du 6eme au 8eme

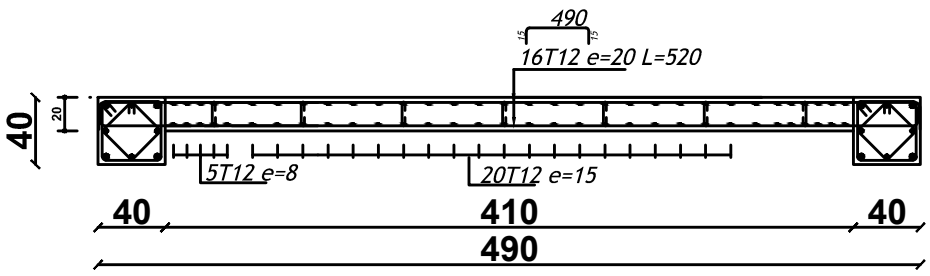
-Voiles VL5, VL6



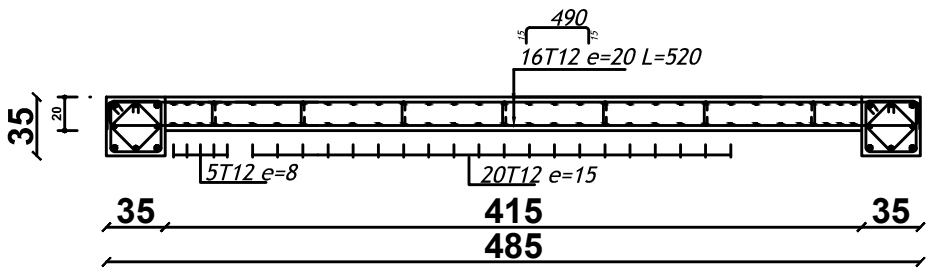
-Zone I: RDC



-Zone I: 1er et 2eme



-Zone II: du 3eme au 5eme



-Zone II: du 6eme au 8eme

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE **Univérsité MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou** **Faculté Génie de la construction** **Département de Génie Civil**	
Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :03**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage des voiles**

Chapitre

VI

Etude de l’infrastructure

VI- Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent le même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul de fondation ne peut se faire que lorsqu'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, on distingue deux types de fondations :

-Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

-Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-1 Etude géotechnique du sol :

La connaissance des caractéristiques du sol est une étape importante avant le choix du type de fondation, c'est pour cela qu'une étude détaillée est indispensable.

Les résultats obtenus dans notre étude sont :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-2 Choix du type de fondation :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon :

- La résistance du sol;
- Le tassement du sol;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères de :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- La facilité d'exécution (coffrage);
- L'économie.

Semelles filantes :

1- Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B\ L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.
L : Longueur de la semelle.
G : Charge permanente revenant au voile considéré.
Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
σ_{sol}: contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	***N_S [KN]***	***L[m]***	***B[m]***	***S=B×L [m^2]***
	Voile dans le sens longitudinal			
VT1	1404,36	4	1,76	4×7,04
VT2	309,23	2,2	0,7	2×1,54
	Somme			31,24
	Voile dans le sens transversal			
VL1	511,74	1,4	1,83	4 ×2,56
VL2	238,34	1,6	0,75	1,2
VL3	2086,6	4,5	2,32	2×10,44
	Somme			32,32

Tableau VI-1 : Surface de la semelle filante sous voile dans le sens longitudinal et transversal.

$S_v = \sum S_i = 63{,}56\ m^2$ (S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles).

2- Semelles filantes sous poteaux :

a- hypothèses de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Etapes de calcul :

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-Détermination des coordonnées de la résultante R : $e=\frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \end{cases}$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c- Exemple de calcul :

Le dimensionnement des semelles filantes sous poteaux sur le portique le plus sollicité, qui est dans notre cas le portique transversal.

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Poteaux	N_S	M_S	e_i	N_S x e_i
C16	1340,27	-2,233	3,5	4690,945
C15	1263,01	-2,781	0	0
C17	1124,26	-1,138	7,5	8431,95
C14	1086,43	2,997	-3,5	-3802,505
C13	775,29	3,055	-7,5	-5814,675
Totale	5589,26	/	/	3505,715

Tableau VI-2 : Résultante des charges.

$\sum N_S$ = 5589,26 KN

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$e=\frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$ → e = 0,627m

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

e = 0,627 m $< \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2,5$ m → Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5589,26}{15} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,627}{15}\right) = 466,07 \ KN/ml$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5589{,}26}{15} \times \left(1 - \frac{6 \times 0{,}627}{15}\right) = 279{,}16 \ KN/m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5589{,}26}{15} \times \left(1 + \frac{3 \times 0{,}627}{15}\right) = 419{,}34 \ kN/m$$

d- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{419{,}34}{200} = 2{,}09 \ m \quad \text{on prend} \quad B = 2{,}1 \ m$$

Donc, on aura : $S_s = B \times L = 2{,}1 \times 15 = 31{,}5 m^2$

Ainsi, on aura la surface totale de la semelle :

$S = n \times S_s + S_v$ (n : Nombre de portique dans le sens considéré)

$S = 6 \times 31{,}5 + 63{,}56 = 252{,}56 \ m^2$

Remarque :

$S_{bat} = 362{,}3 \ m^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est :

$$\frac{S_{Semelles}}{S_{Batiment}} = \frac{252{,}56}{362{,}3} = 0{,}7$$

La surface totale des semelles représente 70% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

La surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VI-3 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VI-3-1 Pré-dimensionnement du radier :

1- Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25cm$)

2- Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 450cm \rightarrow \frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \rightarrow 56{,}25 \leq h \leq 90$

On prend : h =90cm

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25 cm

$h_d \geq \frac{400}{20} = 20cm$ soit $h_d = 30cm$

Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40cm$ soit $h_n = 90cm$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7\, h_n \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$ soit $b_n = 50cm$

- Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8 \leq h_t \leq 10 \text{ soit } h_t = 10cm$$

3- Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : ***L_e*** : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface *K*= 40 *MPa* pour un sol moyen;

I : Inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : E = 10818,865 MPa.

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 3.90 *m*).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}87}} = 0{,}77\,m$$

Alors on opte pour h= 90cm

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : h_d=30cm
- La nervure : $\begin{cases} h_n = 90cm \\ b_n = 50\ cm \end{cases}$
- la dalle flottante : h_t= 10cm

VI-3-2 Détermination des sollicitations :

- Charge permanente : G_{bat} = 30819,43 KN
- Charge d'exploitation : Q_{bat}= 4729,72 KN
- Combinaisons d'actions à l'ELU : N_u=1,35G + 1,5 Q=48700,81 KN
- Combinaisons d'actions à l'ELS : N_S =G + Q= 35549,15 KN

VI-3-3 Détermination de la surface du radier :

A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \overline{\sigma}_{sol}} = \frac{48700{,}81}{1{,}33 \times 200} = 183{,}09\ m^2$

A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{35549{,}15}{200} = 177{,}75\ m^2$

D'où : $S_{radier} \geq \max(S_1, S_2)$

Alors : $S_{bat} > S_{radier}$

Remarque :

Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal de largeur :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) \rightarrow L_{déb} = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm}\right) = 45\text{ cm} \rightarrow soit: L_{déb} = 50cm$$

D'où : $S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$

S_{radier} = 362,3+2 x(23,45+15,45)x0,5=401,2cm^2

Donc on aura une surface totale du radier : S_{radier}=401,2cm^2

VI-3-4 Détermination des efforts à la base du radier :

1- Poids du radier :

G_{rad} = *poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + poids de la dalle flottante.*

Poids de la dalle : $25 \times 401{,}2 \times 0{,}3 = 3009\ KN$

Poids de la nervure : $0{,}5 \times (0{,}90 - 0{,}3) \times 6 \times 23{,}45 \times 25 + 0{,}5 \times 0{,}6 \times 5 \times 15{,}45 \times 25 = 1574{,}62\ KN$

Poids du TVO : $\left[401{,}2 - (0{,}5 \times 15{,}45 \times 6 + 0{,}5 \times 3{,}45 \times 5)\right] \times 0{,}5 \times 17 = 2517{,}96\ KN$

Poids de la dalle flottante : $(401{,}2 - 104{,}97) \times 0{,}1 \times 25 = 704{,}38\ KN$

D'où le poids du radier : G_{rad}=7758,12KN

2- Poids total de l'ouvrage :

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :
G_{tot} = G(superstructure) + G(infrastructure) = 30819,43 + 7758,12 = 38577,55 KN
Charge d'exploitation totale :
Q_{tot} = Q(superstructure) + Q(infrastructure) = 4729,72 + 2,5 x 401,2 = 5732,72 KN

3- Combinaisons d'actions :

-A l'état limite ultime : N_u = 1,35G + 1,5Q = 60678,77 KN

-A l'état limite de service : $N_s = G+Q = 44310,27$ KN

-A l'état sismique : $N_a = G + 0,2Q = 39724,09$ KN

VI-3-5 Vérification :

1- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$

Avec : b = 100cm ; d = 0,9.h_d = 0,9 x30 =27cm

$$T_u^{max} = q_u \, x \, \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \, x \, b}{S_{rad}} \, x \, \frac{L_{max}}{2} = \frac{60678,77 \times 1}{401,2} \times \frac{4}{2} = 302,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{302,5 x 1000}{1000 \times 270} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

2- Vérification de la stabilité du radier :

a- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 12,225\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i} = 8,225\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;
X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b- Moment d'inertie du radier :

$$Ixx = \frac{b.h^3}{12} = \frac{24,45 \times 16,45^3}{12} = 9069,75 m^4$$

$$Iyy = \frac{h.b^3}{12} = \frac{16,45 \times 24,45^3}{12} = 20036,47 m^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0.h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base de la structure,
T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,
h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$Avec : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Ainsi on doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

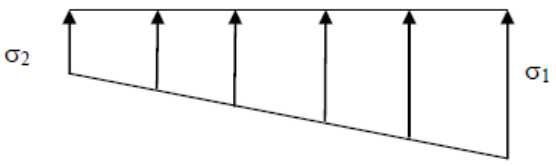


Figure VI-2 : Diagramme des contraintes.

- Sens longitudinal :

A l'état sismique : $\begin{cases} N_a = 39724,09 \text{ KN} \\ M_{0X} = 40947,76 \text{ KN.m} \\ T_{0X} = 1905,61 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_{\times} = M_{0\times} + T_{0\times} \times h = 40947,76 + 1905,61 \times 0,9 = 42662,81 KN.m$$

On aura donc :

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_{\times}}{I_{yy}} \times V = \frac{39724,09}{401,2} + \frac{42662,81}{20036,47} \times 12,225 = 125,04 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Na}{S_{rad}} - \frac{M_{\times}}{I_{yy}} \times X_G = \frac{39724,09}{401,2} - \frac{42662,81}{20036,47} \times 12,225 = 72,98 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 125,04 + 72,98}{4} = 112,025 KN/m^2$$

σ_m =112,025 KN/m^2 ≤ σ_{sol} = 200KN/m^2 → *Condition vérifiée.*

- Sens transversal :

A l'état sismique : $\begin{cases} N_a = 39724,09 \text{ KN} \\ M_{0y} = 37358,256 \text{ KN.m} \\ T_{0y} = 2084,13 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 37358,256 + 2084,13 \times 0,9 = 39233,973 KN.m$$

On aura donc :

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \times V = \frac{39724,09}{401,2} + \frac{39233,973}{9069,75} \times 8,225 = 134,72 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Na}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \times V = \frac{39724,09}{401,2} - \frac{39233,973}{9069,75} \times 8,225 = 63,45 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 134,72 + 63,45}{4} = 116,865 KN/m^2$$

σ_m =116,865 KN/m^2 ≤ σ_{sol} = 200KN/m^2 → *Condition vérifiée.*

3- Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. En vérifiant que : P ≥ $F_S.\gamma.Z.S$

Avec : -P : Poids total à la base du radier (P =38577,55 KN)*;*

-F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (F_s=1,5);

- γ : Poids volumique du l'eau (γ = 10KN/m^3);

-Z : Profondeur de l'infrastructure (Z = 0,9m);

-S : Surface du radier, (S =401,2 m^2).

On aura donc :

$F_S.\gamma.Z.S$ = 1,5x 10 x0,9 x401,2 =5416,2 KN

Donc : P =38577,55 KN > 5416,2 KN → Pas de risque de soulèvement

4- Vérification au poinçonnement :

D'après [Art. A.5.2.42/BAEL91], aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}07.\mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,
Nu : Charge de calcul à l'ELU.
h: Epaisseur totale du radier.

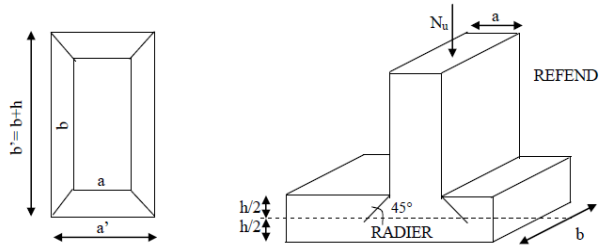


Figure VI-3 : Périmètre utile des voiles.

- Voile sous ascenseur:

$$\mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2h)$$

$$\mu_c = 2(0{,}2+1+2\times 0{,}9) = 6m$$

D'où : $\frac{0{,}07.\mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07\times 6\times 0{,}9\times 25000}{1{,}5} = 6300KN$

N_u =2858,97 KN< 6300 KN

→*Condition vérifiée.*

VI-4 Ferraillage du radier :

VI-4-1 Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément repartie. Pour son étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

1- Ferraillage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec lx < ly

1er cas :

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0{,}4$ → Flexion longitudinal négligeable (panneau travaille dans un seul sens)

$M_{0X} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

2eme cas :

$0{,}4 \leq \rho_x \leq 1$ → Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Les moments fléchissant sont:

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2- Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(4 - 0{,}5)}{(5 - 0{,}5)} = \frac{3{,}5}{4{,}5} = 0{,}78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0587 \\ \mu_y = 0{,}559 \end{cases}$$

$0{,}4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, on soustrais de la contrainte maximale σ_m^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol, tel que :

$$q = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$$

Calcul des contraintes à l'ELU et l'ELS :

A l'ELU : $\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}}$

A l'ELS : $\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}}$

	σ_1 [KN/m²]	σ_2 [KN/m²]	σ_m [KN/m²]
ELU	151,24	151,24	151,24
ELS	110,44	110,44	110,44

Tableau VI-3 : Calcul des contraintes.

D'où :

A l'ELU : $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (151{,}24 - \frac{7758{,}12}{401{,}2}) = 131{,}9$ KN/m²

A l'ELS : $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (110{,}44 - \frac{7758{,}12}{401{,}2}) = 91{,}1$KN/m²

3- Calcul à l'ELU :

a- Calcul des moments fléchissant :

$M_{0x} = 0{,}0587 \times 131{,}9 \times 3{,}5^2 = 100{,}34$ KN.m
$M_{0y} = 0{,}559 \times 100{,}34 = 56{,}09$ KN.m

Etant donné que le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui de rive peut assurer un encastrement partiel, on aura donc :

- Aux appuis :

$M_x^a = 0{,}3\ M_x = 30{,}102$ KN.m
$M_y^a = 0{,}5\ M_x = 50{,}17$ KN.m

- En travées :

M_x^a =0,85 M_x = 85,29 KN.m

M_y^a =0,75 M_y = 42,07 KN.m

b- Ferraillage suivant la petite portée L_X :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,102 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,102 \times 10^3}{0,9855 \times 27 \times 348} = 3,25cm^2$$

$Soit : A_{ax} = 8HA10 = 6,28cm^2$, $avec\ St = 12cm.$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{85,29 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{85,29 \times 10^3}{0,957 \times 27 \times 348} = 9,41cm^2$$

$Soit : A_{tx} = 8HA14 = 12,32cm^2$, $avec\ St = 12cm.$

c- Ferraillage suivant la grande portée L_y:

La hauteur utile dans le sens de la grande portée est :

$d_y = d_x - \left(\frac{\Phi_x + \Phi_y}{2}\right) = 27 - \left(\frac{1,4+1}{2}\right) = 25,8$ cm

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,17 \times 10^3}{100 \times 25,8^2 \times 14,2} = 0,053 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50,17 \times 10^3}{0,9725 \times 25,8 \times 348} = 5,75cm^2$$

Soit : $A_{ay} = 8HA10 = 6,28cm^2$, avec St = 12cm.

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,07 \times 10^3}{100 \times 25,8^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9765$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42,07 \times 10^3}{0,9765 \times 25,8 \times 348} = 4,8cm^2$$

Soit : $A_{ty} = 8HA10 = 6,28cm^2$, avec St = 12cm.

d- Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = \rho_0 .b.h.\frac{3-\rho}{2}$, avec ρ_0 = 0,0008 pour HA FeE400

Sens		A_s *[cm²]*	A_{min} *[cm²]*	*observation*
L_x	***Appuis***	6,28	2,664	***Vérifiée***
	Travée	12,32		***Vérifiée***
L_y	***Appuis***	6,28		***Vérifiée***
	Travée	6,28		***Vérifiée***

Tableau VI-4 : Vérification de la condition de non fragilité.

e - Espacement :

- Direction la plus sollicitée (sens xx) : St ≤ min (3h, 33cm) = 33cm

12cm < 33cm → *Condition vérifiée.*

- Direction la moins sollicitée (sens yy) : St ≤ min (4h, 45cm) = 45cm

12cm < 45cm → *Condition vérifiée.*

4- Vérification à l'ELS :

a- Détermination des moments fléchissant :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,5} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0652 \times 91,1 \times 3,5^2 = 76,98 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,683 \times 76,98 = 52,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3\ M_x = 23,094 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5\ M_x = 38,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travées :

$$\begin{cases} M_x^a = 0,85\ M_x = 65,43 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,75\ M_y = 39,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b- Vérification des contraintes dans le béton :

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta . d . A_{st}}$; $\rho = \frac{100 . A_{st}}{b . d}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		*Ast*	*ρ*	*β*	*K1*	*Ms*	σ_{st}	σ_b	*observation*
L_x	***Appui***	6,28	0,232	0,9225	49,515	23094	147,64	2,98	***Vérifiée***
	Travée	12,32	0,456	0,8975	33,78	65430	219,16	6,48	***Vérifiée***
L_y	***Appui***	6,28	0,243	0,9205	47,895	38490	246,60	5,14	***Vérifiée***
	Travée	6,28	0,243	0,9205	47,895	39440	252,69	5,27	***Vérifiée***

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes dans le béton.

VI-4-2 Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

1- Sollicitations de calcul :

A l'ELU : $M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{-131,9 \times 0,50^2}{2} = -16,49\,KN.m$

A l'ELS : $M_s = \frac{qsL^2}{2} = \frac{-91,1 \times 0,50^2}{2} = -11,3\,KN.m$

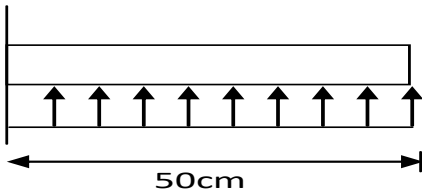


Figure VI-4 : schéma statique du débord.

2- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{16,49 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,49 \times 10^3}{0,992 \times 27 \times 348} = 1,77 cm^2$$

Remarque :

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

VI-4-3 Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm) et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

- Charges trapézoïdales :

$$L_m = L_x\left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$L_t = L_x\left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

- Charges triangulaires :

$$L_m = 0,333 L_x$$
$$L_t = 0,25 L_x$$

1- Sens longitudinal :

a- Détermination du chargement :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	***Panneau***	L_x	L_y	ρ_x	***Chargement***	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	Q_{ut}	Q_s	Q_{st}	Q_u	Q_{ut}	Q_s	Q_{st}
AB	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Trapézoïdale	1,39	1,07	131,9	91,1	184,01	378,16	127,09	261,19	140,80	287,21	97,25	198,37
	Droite	4	4,5	0,89	Trapézoïdale	1,47	1,11	131,9	91,1	194,15		134,09		146,41		101,12	
BC	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Trapézoïdale	1,39	1,07	131,9	91,1	184,01	378,16	127,09	261,19	140,80	287,21	97,25	198,37
	Droite	4	4,5	0,89	Trapézoïdale	1,47	1,11	131,9	91,1	194,15		134,09		146,41		101,12	
CD	***Gauche***	3,5	5	0,7	Trapézoïdale	1,46	1,13	131,9	91,1	193,12	400,65	133,38	276,72	150,04	308,32	103,63	212,94
	Droite	4	5	0,8	Trapézoïdale	1,57	1,2	131,9	91,1	207,52		143,33		158,28		109,32	
DE	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Trapézoïdale	1,39	1,07	131,9	91,1	184,01	378,16	127,09	261,19	140,80	287,21	97,25	198,37
	Droite	4	4,5	0,89	Trapézoïdale	1,47	1,11	131,9	91,1	194,15		134,09		146,41		101,12	
EF	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Trapézoïdale	1,39	1,07	131,9	91,1	184,01	378,16	127,09	261,19	140,80	287 ,21	97,25	198,37
	Droite	4	4,5	0,89	Trapézoïdale	1,47	1,11	131,9	91,1	194,15		134,09		146,41		101,12	

Tableau VI-6 : Chargement simplifié des moments fléchissant et des efforts tranchant dans le sens longitudinal.

b- Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

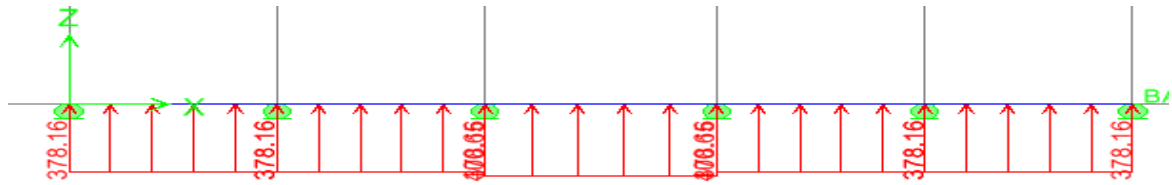


Figure VI-5 : Chargement du moment fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

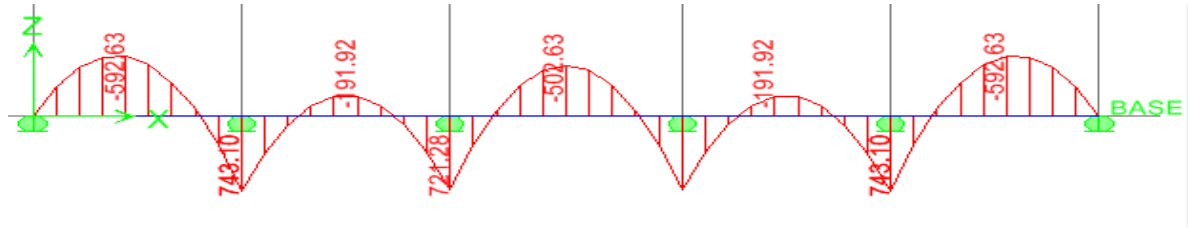


Figure VI-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

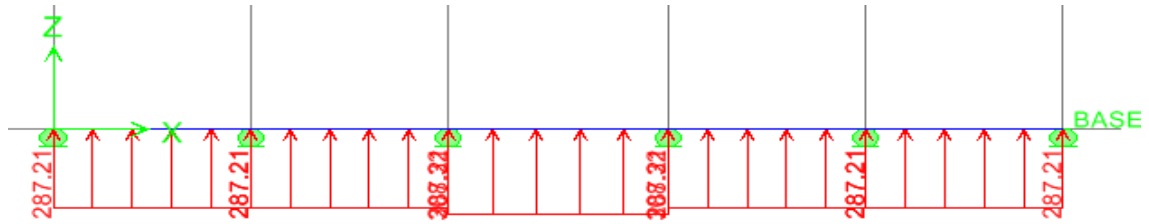


Figure VI-7 : Chargement de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

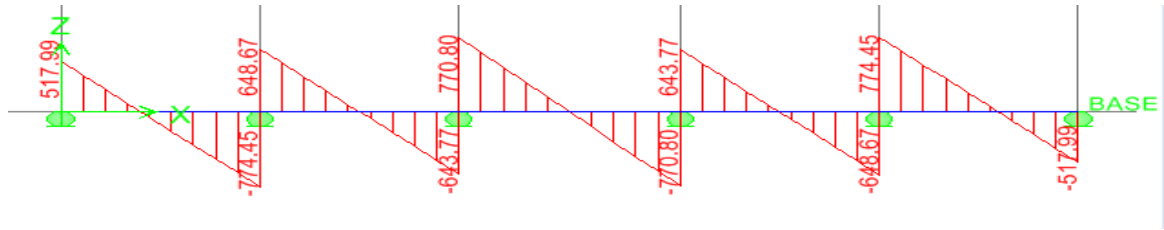


Figure VI-8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

c- Le ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments maximaux aux appuis et en travées :
M_t^{max}= -592,63 KN.m ; M_a^{max} =743,10 KN.m

B = 50cm ; d=87cm ; f_{bc}=14,2MPa ; σ_s=348MPa

Zone	***M_U [KN.m]***	***μ***	***μ_l***	***observation***	***β***	***A [cm^2]***	***$A_{adoptée}$ [cm^2]***
Appuis	743,10	0,173	0,392	S.S.A	0 ,9045	27,14	4HA20+8HA16=28,65
Travée	592,63	0,138	0,392	S.S.A	0,925	21,16	4HA20+6HA16=24,63

Tableau VI-7 : Ferraillage des nervures dans le sens longitudinal.

d- Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b\ d\ f_{t28}}{f_e} = 4{,}2\ \ cm^2$$

A_a=28,65 cm^2 > A_{min} → *Condition vérifiée.*

A_t =24,63 cm^2 > A_{min} → *Condition vérifiée*

- Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale : $S_t \le min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = min\{22{,}5\ ;24\} \rightarrow$ soit S_t = 15cm
- En zone courante : $S_t \le \frac{h}{2} = 45cm \rightarrow$ soit S_t =20cm

- Armatures transversales minimales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \le min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (25{,}71; 50; 16) \Rightarrow \phi = 10mm$$

Armatures transversales minimales :

$At = 0{,}003.St.b = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3$ cm^2

Soit A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2

d- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ = 774,45 KN

$$\tau_u = \frac{774{,}45 \times 10^3}{500 \times 870} = 1{,}78\ MPa \Rightarrow$$ Condition vérifiée

e- Vérification à l'ELS :

En utilisant le chargement du moment fléchissant à l'ELS on a obtenu :

- Aux appuis : M_a =507,6 KN.m

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$$\rho = \frac{100.\text{Ast}}{\text{b.d}} = \frac{100 \times 28,65}{87\text{x}50} = 0,823 \rightarrow \alpha_1 = 0,3885 \rightarrow \beta = 0,8705$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.\text{d.A}_{st}} = \frac{507,6 \times 10^3}{0,8705 \times 87 \times 28,65} = 233,9MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{233,9}{15} \times \frac{0,3885}{1-0,3885} = 9,9MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- En travée : M_t =404,88 KN.m

$$\rho = \frac{100.\text{A}_{st}}{\text{b.d}} = \frac{100 \times 24,63}{87\text{x}50} = 0,708 \rightarrow \alpha = 0,3675 \rightarrow \beta = 0,8775$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.\text{d.A}_{st}} = \frac{404,88 \times 10^3}{0,8775 \times 87 \times 24,63} = 215,3MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{215,3}{15} \times \frac{0,3675}{1-0,3675} = 8,34MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

2- Sens transversal :

a- Détermination de chargement :

										Moment fléchissant				**Effort tranchant**			
Travée	***Panneau***	L_x	L_y	ρ_x	***Chargement***	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	Q_{ut}	Q_s	Q_{st}	Q_u	Q_{ut}	Q_s	Q_{st}
AB	***Gauche***	4	4,5	0,89	Triangulaire	1,332	1	131,9	91,1	175,69	351,38	121,35	242,69	131,9	263,8	91,1	182,2
	Droite	4	5	0,8	Triangulaire	1,332	1	131,9	91,1	175,69		121,35		131,9		91,1	
BC	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Triangulaire	1,165	0,875	131,9	91,1	153,73	307,46	106,18	212,35	115,41	230,83	79,71	159,43
	Droite	3,5	5	0,7	Triangulaire	1,165	0,875	131,9	91,1	153,73		106,18		115,41		79,71	
CD	***Gauche***	3,5	4,5	0,78	Triangulaire	1,165	0,875	131,9	91,1	153,73	307,46	106,18	212,35	115,41	230,83	79,71	159,43
	Droite	3,5	5	0,7	Triangulaire	1,165	0,875	131,9	91,1	153,73		106,18		115,41		79,71	
DE	***Gauche***	4	4,5	0,89	Triangulaire	1,332	1	131,9	91,1	175,69	351,38	121,35	242,69	131,9	263,8	91,1	182,2
	Droite	4	5	0,8	Triangulaire	1,332	1	131,9	91,1	175,69		121,35		131 ,9		91,1	

Tableau VI-8 : Chargement simplifié des moments fléchissant et des efforts tranchant dans le sens transversal.

b- Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

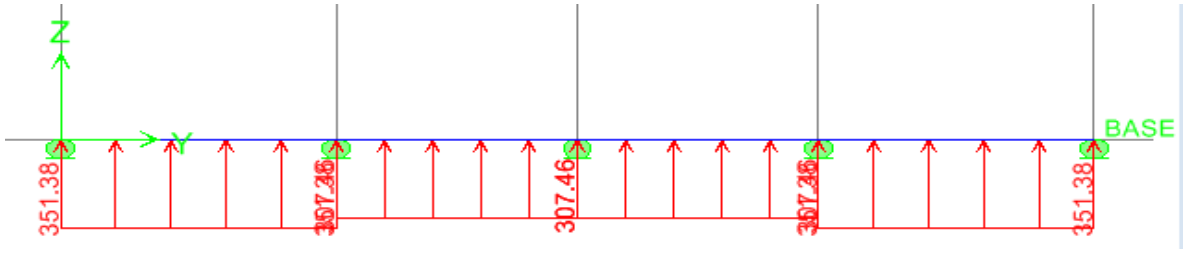


Figure VI-9 : Chargement du moment fléchissant à l'ELU (sens transversal).

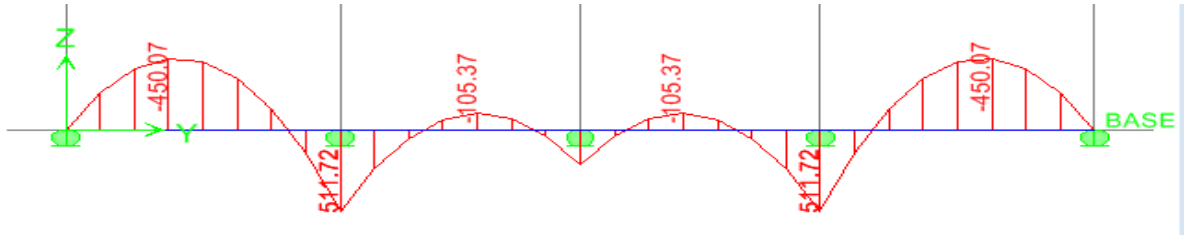


Figure VI-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

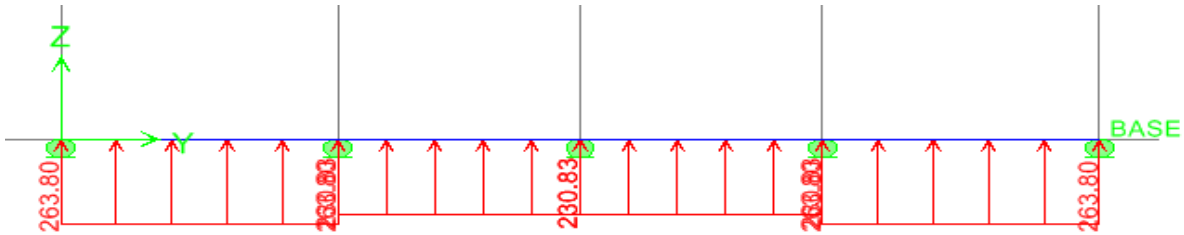


Figure VI-11 : Chargement de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

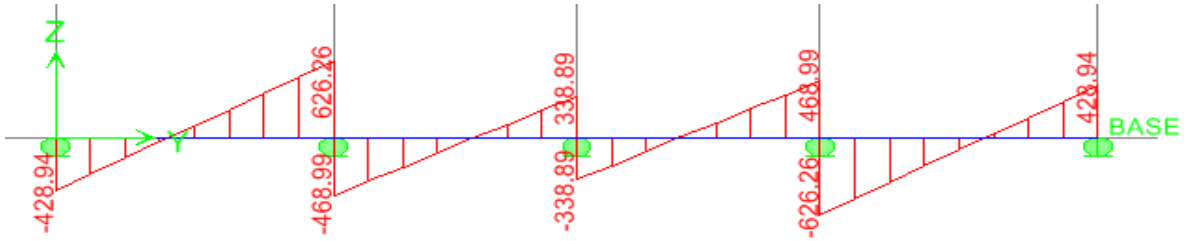


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

c- Le ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments maximaux aux appuis et en travées :

M_t^{max}= - 450,07 KN.m ; M_a^{max} = 511,72 KN.m

B = 50cm ; d=87cm ; f_{bc}=14,2MPa ; σ_s=348MPa

Zone	***M_U [KN.m]***	***μ***	***μ_l***	***observation***	***β***	***A [cm^2]***	***$A_{adoptée}$ [cm^2]***
Appuis	511,72	0,119	0,392	S.S.A	0 ,9365	18,05	4HA20+4HA16=20,61
Travée	450,07	0,105	0,392	S.S.A	0,9445	15,74	4HA20+2HA16=16,59

Tableau VI-9 : Ferraillage des nervures dans le sens transversal.

d- Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23b\ d\ f_{t28}}{f_e} = 4{,}2\ \ cm^2$$

A_a=20,61 cm^2 > A_{min} → *Condition vérifiée.*

A_t =16,59 cm^2 > A_{min} → *Condition vérifiée.*

- Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- *En zone nodale* : $S_t \le min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = min\{22{,}5\ ;\ 19{,}2\} \rightarrow$ soit S_t = 10cm
- *En zone courante* : $S_t \le \frac{h}{2} = 45cm \rightarrow$ soit S_t =20cm

- Armatures transversales minimales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \le min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (25{,}71; 50;\ 16) \rightarrow \phi = 10mm$$

Armatures transversales minimales :

$$At = 0{,}003.St.b = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3\ \text{cm}^2$$

Soit : A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\ MPa$$

Avec : $T_{u\ max}$ = 626,26 KN

$\tau_u = \frac{626,26 \times 10^3}{500 \times 870} = 1,44MPa \rightarrow$ Condition vérifiée

e- Vérification à l'ELS :

En utilisant le chargement du moment fléchissant à l'ELS on a obtenu :

- Aux appuis : Ma =349,11 KN.m

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 20,61}{50 \times 87} = 0,592 \rightarrow \alpha_1 = 0,3405 \rightarrow \beta_1 = 0,8865$

$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{349,11 \times 10^3}{0,8865 \times 87 \times 20,61} = 219,63MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{219,63}{15} \times \frac{0,3405}{1-0,3405} = 7,56MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow$ *Condition vérifiée.*

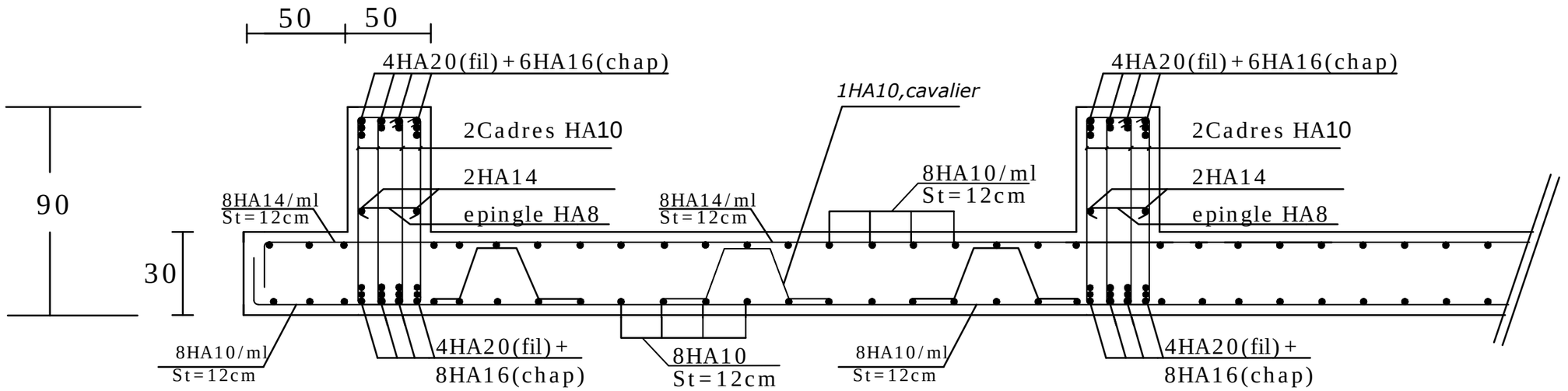
- En travée : M_t =307,25 KN.m

$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 16,59}{50 \times 87} = 0,477 \rightarrow \alpha_1 = 0,3135 \rightarrow \beta_1 = 0,8955$

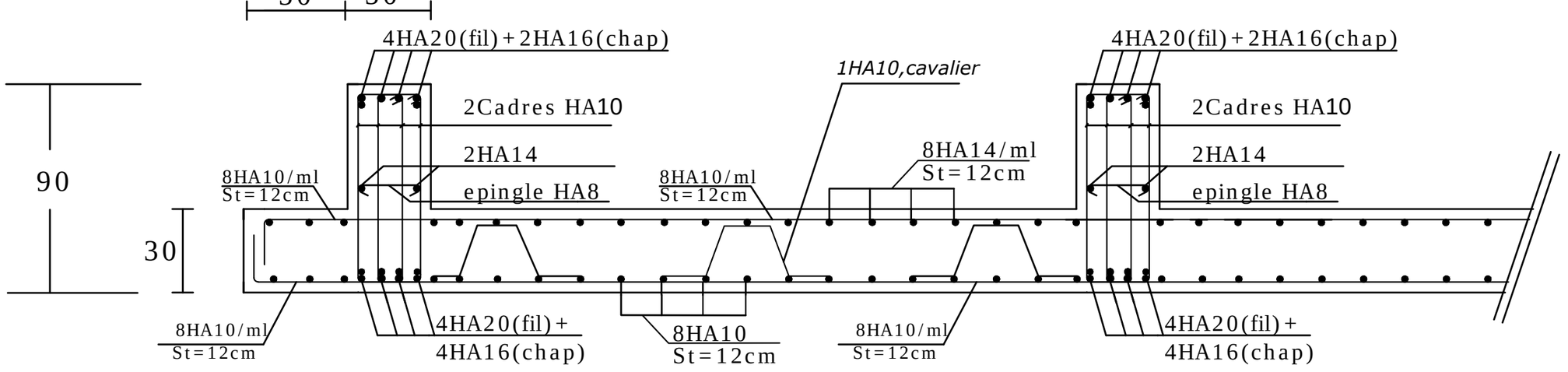
$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{307,25 \times 10^3}{0,8955 \times 87 \times 16,59} = 237,72MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15}.\frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{237,72}{15} \times \frac{0,3135}{1-0,3135} = 7,24MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow$ *Condition vérifiée.*



Ferraillage du radier général Sens X-X



Ferraillage du radier général Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou
Faculté Génie de la construction
Département de Génie Civil

Encadré par :Mr LOUZAI A.	**N de planche :04**
Etudié par : **-ZENNIA SOUHILA** **-ZEGHDOUDI FATIMA**	**Ferraillage du radier général**

Conclusion

Ce travail est consacré à l'étude d'une structure d'un bâtiment (RDC+8e) à usage d'habitation et commercial, pour le mener à bien nous l'avons partagé en six chapitres qui nous ont permis d'aboutir aux plans de ferraillage des éléments constituants notre ouvrage. Ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques et utiliser des logiciels du domaine du génie civil. Nous avons pu également appliquer toutes les connaissances acquises aux cours de notre cursus.

Nous nous sommes attarder, à rechercher la meilleure position des voiles afin d'éviter la torsion dans les deux premiers modes, après avoir effectué plusieurs dispositions nous avons abouti à un système contreventé par voile car nous avons préféré privilégier l'aspect résistance sur l'aspect économique.

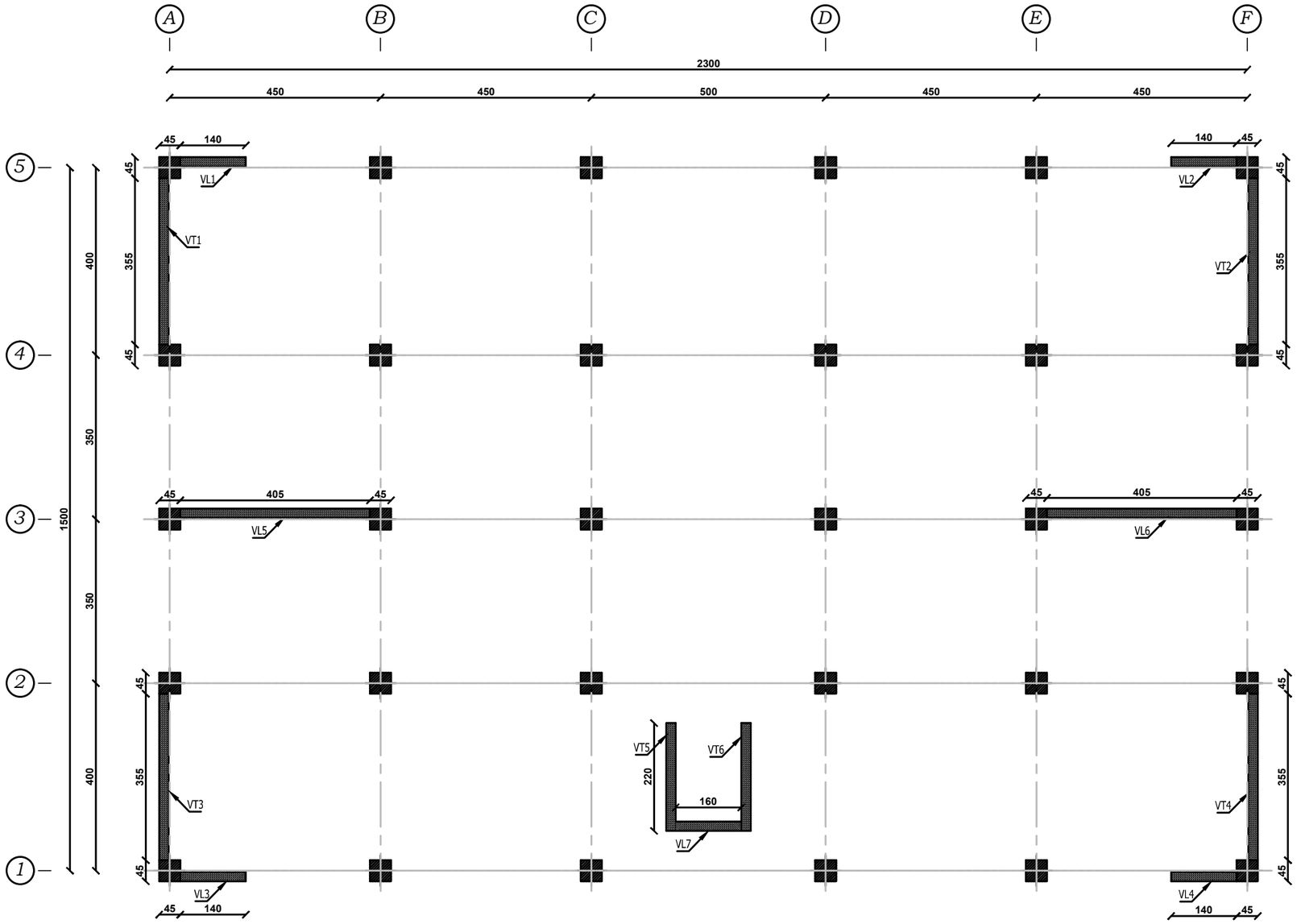
Les vérifications du RPa effectuées avec ce choix de système ont été satisfaites.

Pour le ferraillage des éléments, on doit tenir compte des moments donnés par les combinaisons durables et accidentelles pour ferrailler selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications nécessaires.

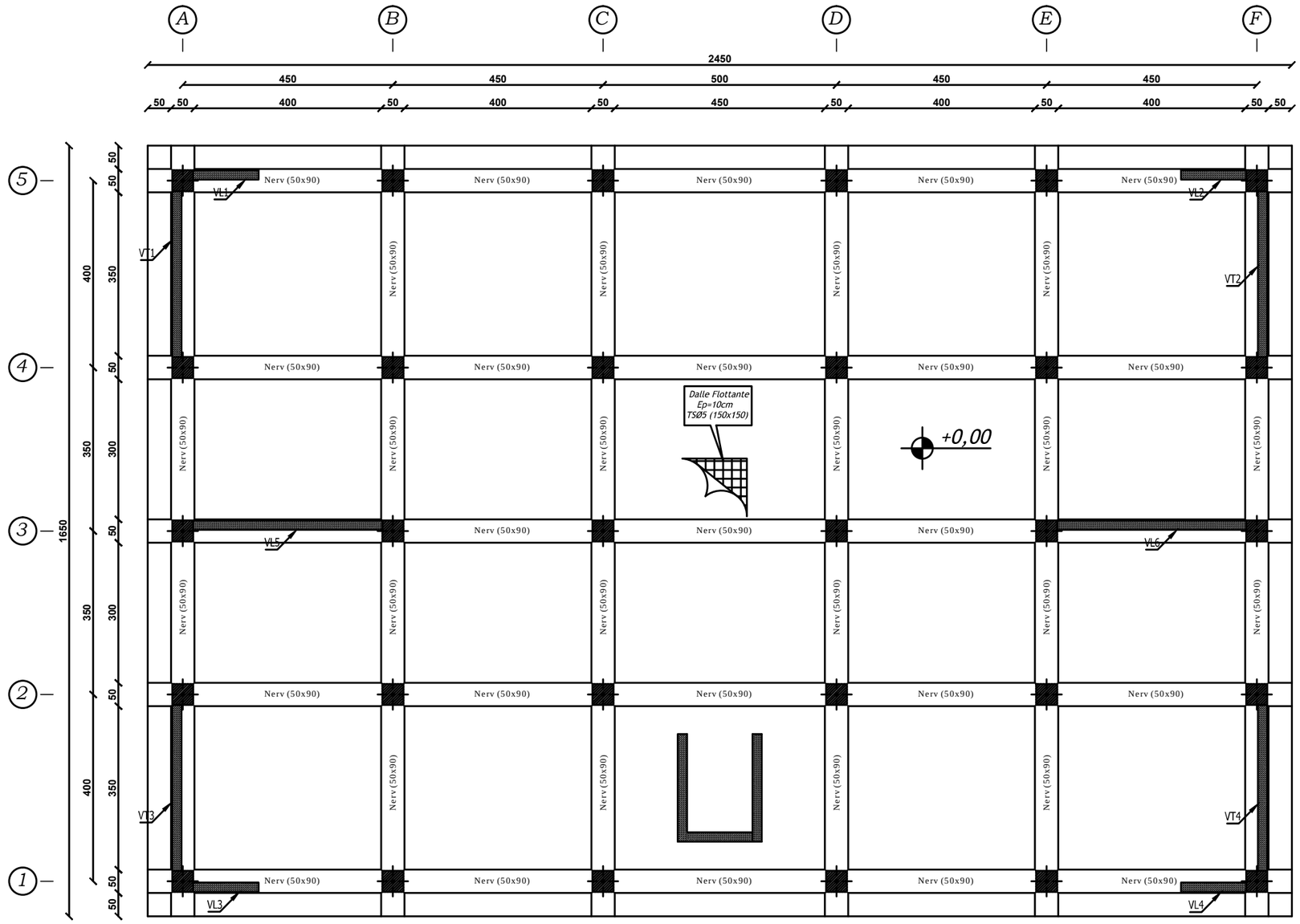
Cette étude nous a permis de bien comprendre certains phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Bibliographie

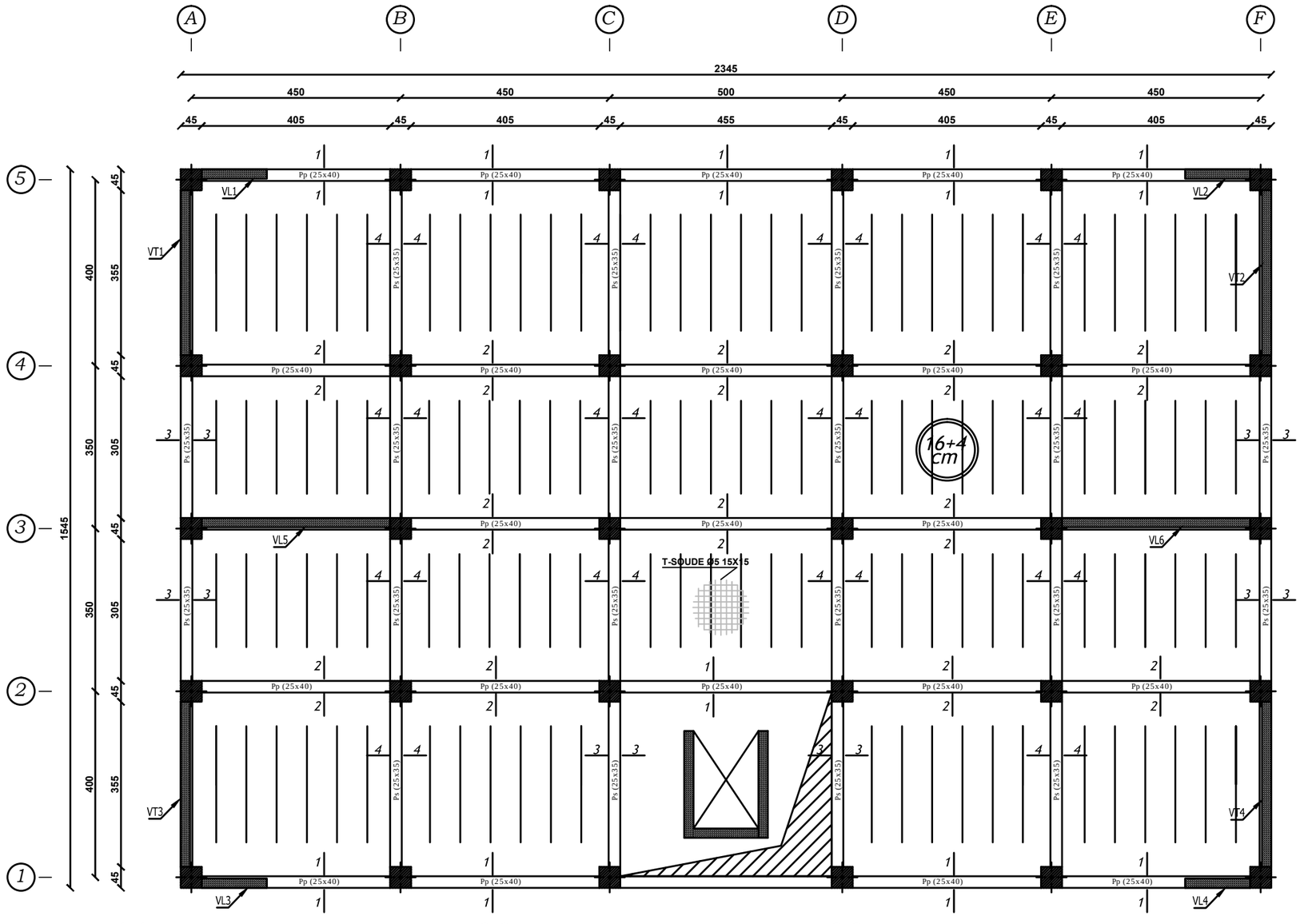
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- BAEL 91 révisé 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Formulaires du béton armé
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- Cours et TD du cursus



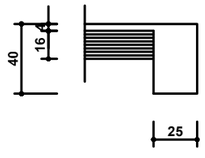
Disposition des voiles



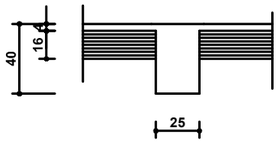
Plan de fondations



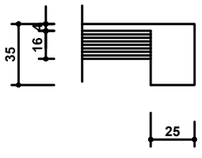
coupe 1-1



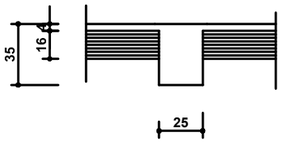
coupe 2-2



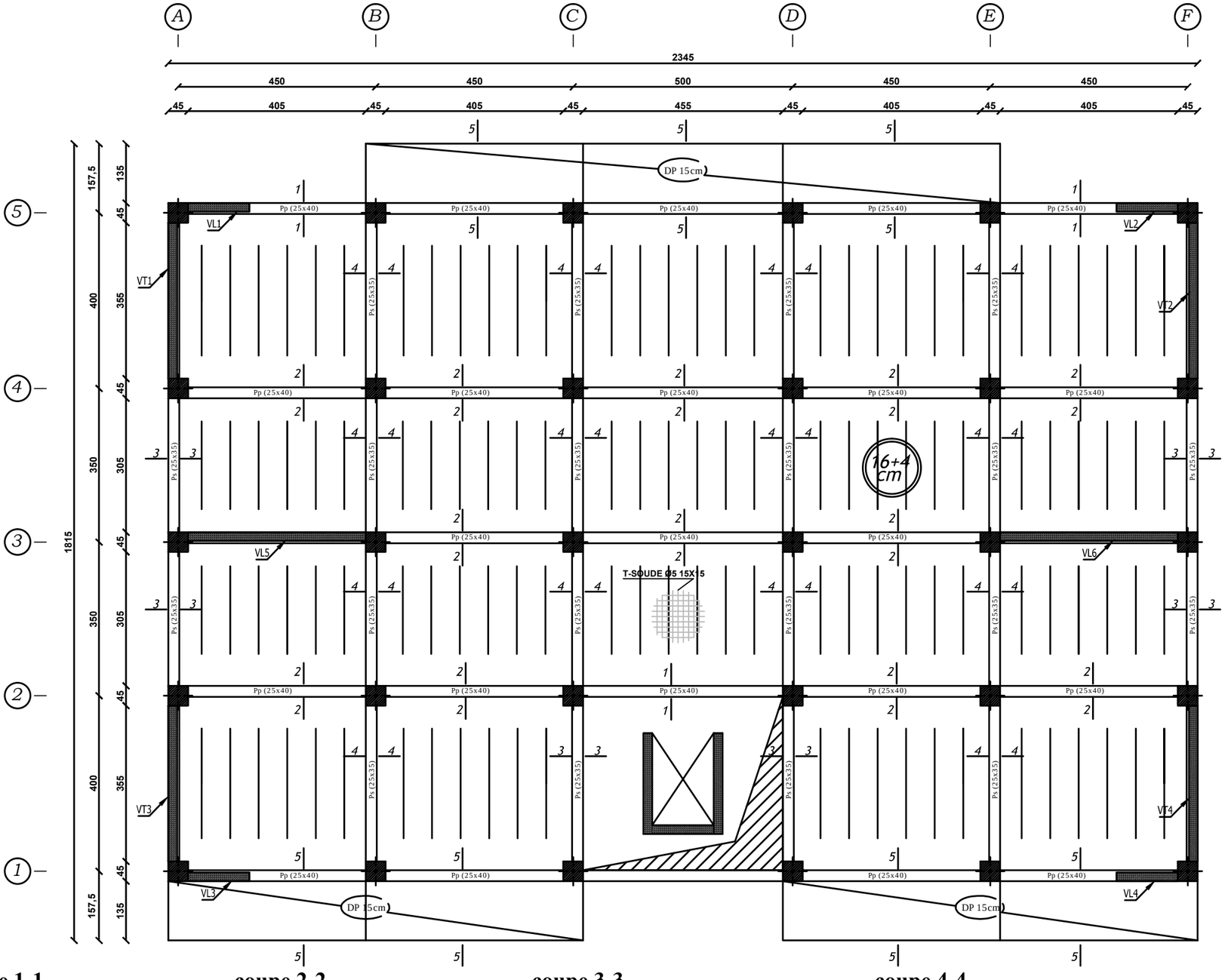
coupe 3-3



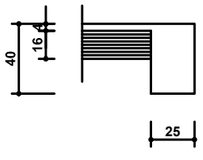
coupe 4-4



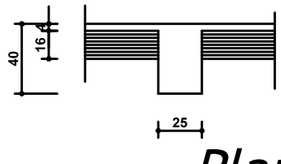
Plan de coffrage niv +4,08



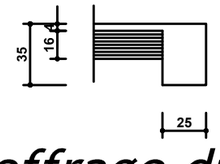
coupe 1-1



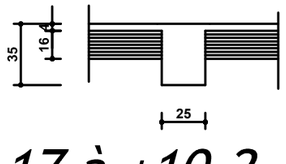
coupe 2-2



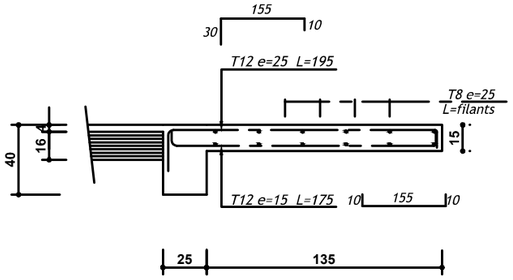
coupe 3-3



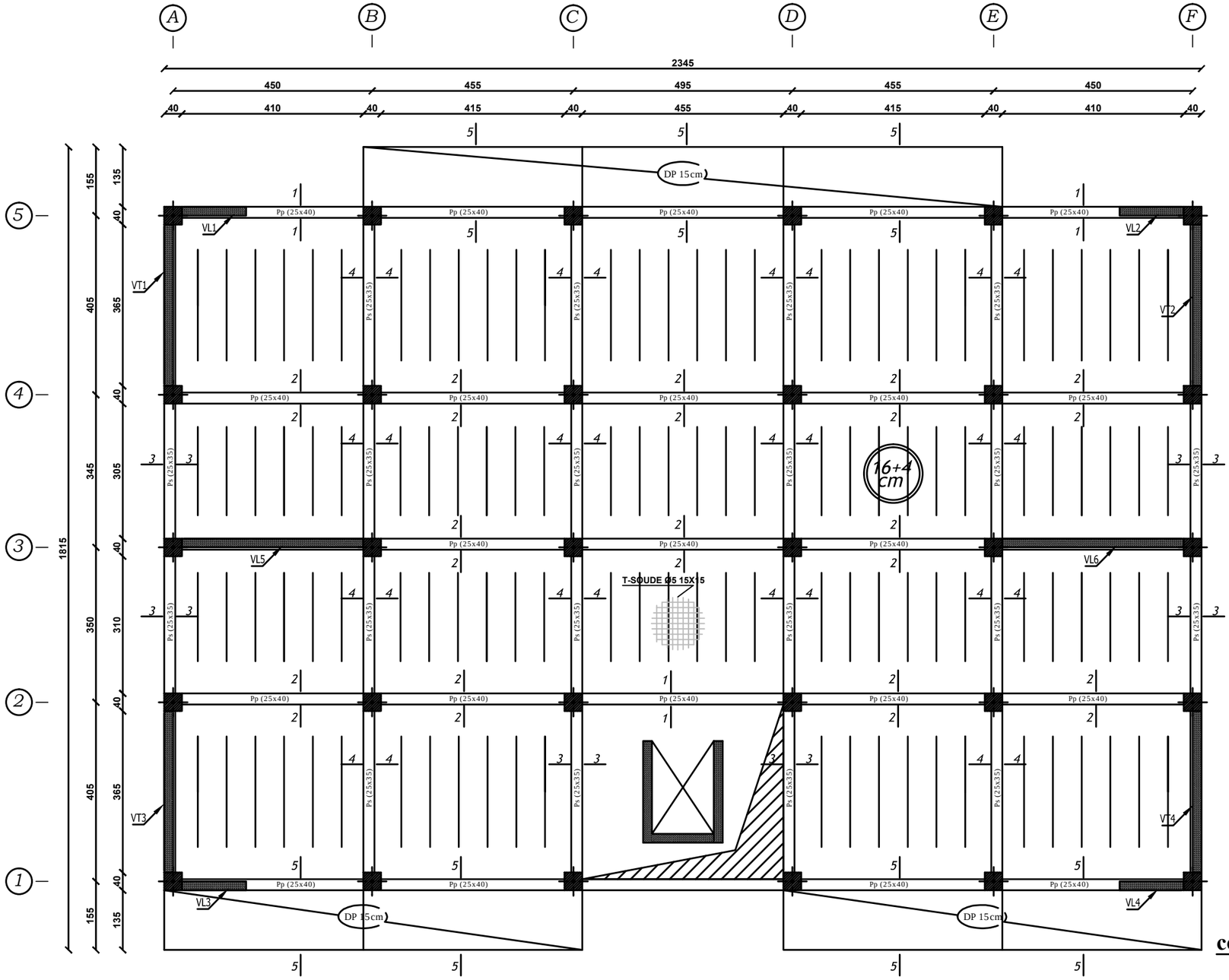
coupe 4-4



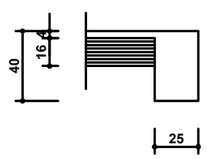
coupe 5-5



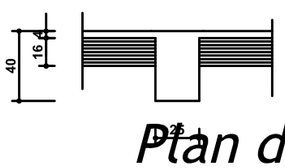
Plan de coffrage du niv +7,17 à +10,2



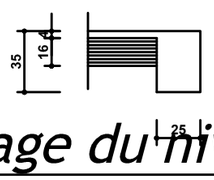
coupe 1-1



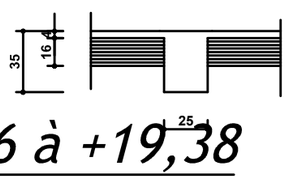
coupe 2-2



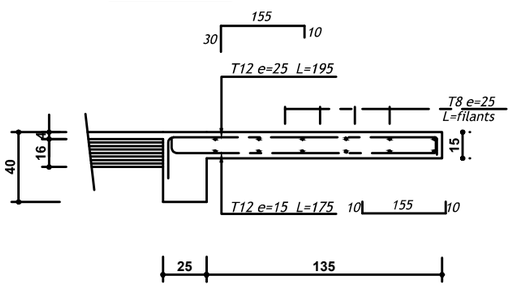
coupe 3-3



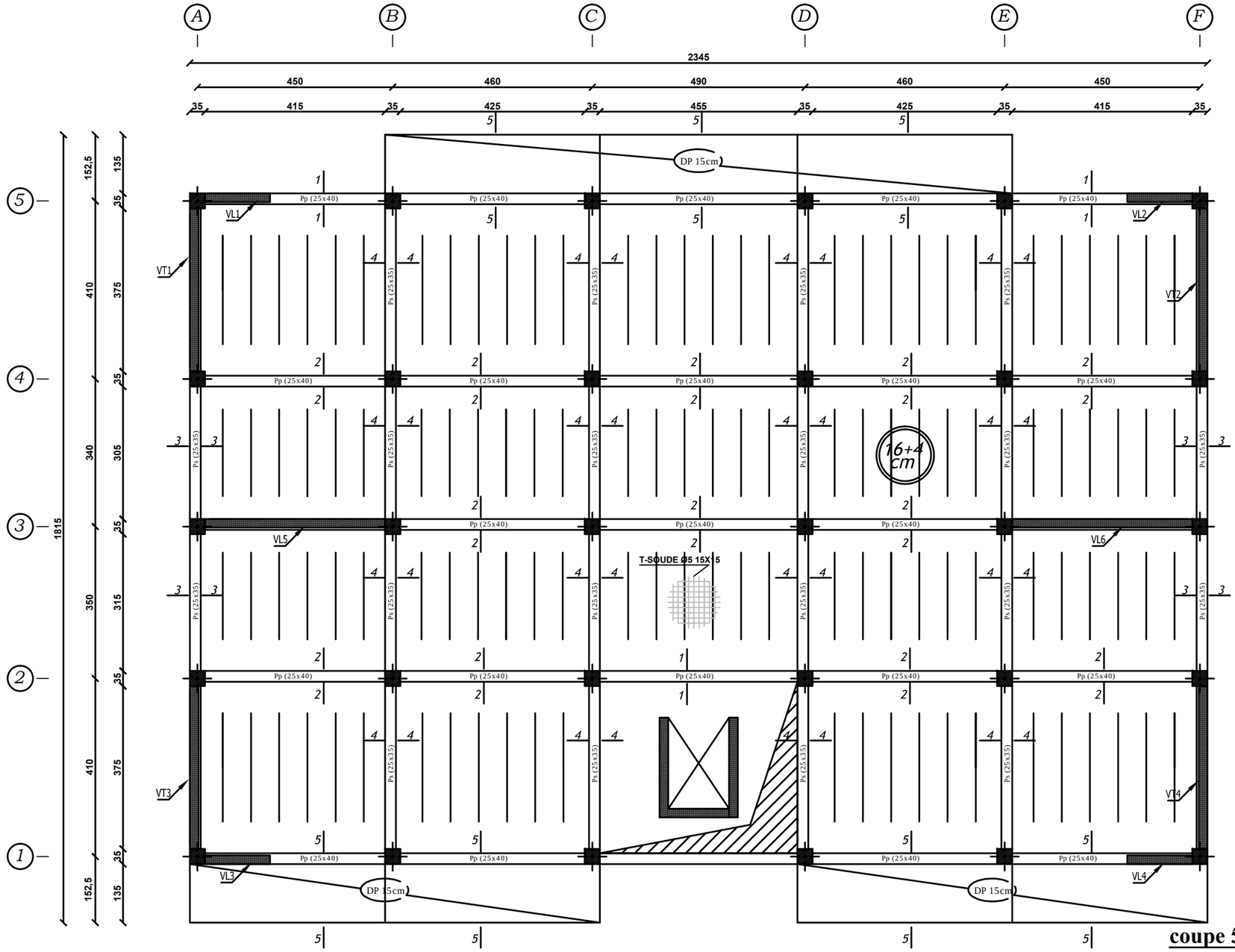
coupe 4-4



coupe 5-5

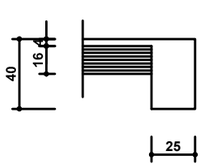


Plan de coffrage du niv +13,06 à +19,38

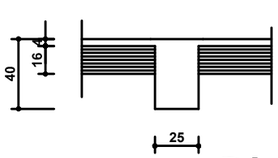


coupe 5-5

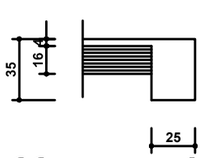
coupe 1-1



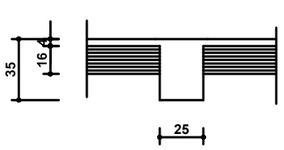
coupe 2-2

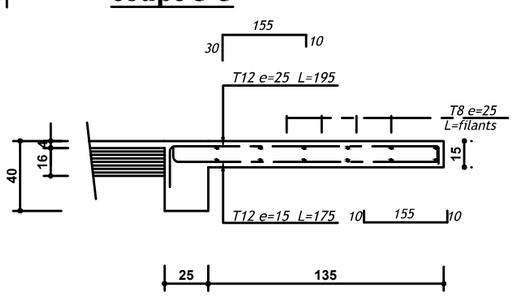


coupe 3-3



coupe 4-4





Plan de coffrage du niv +22,44 à +28,56