

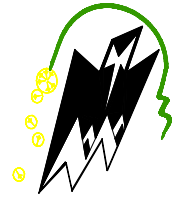
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master 2 en Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

*Etude d'une structure d'un bâtiment
(RDC+7 étages) à usage d'habitation et
commercial contreventée par voiles
porteurs avec application ETABS*

Dirigé par :

Mme S. YAHIAOUI

Etudié par:

Mr BOUNSIAR Lyes

Mr CHERGUI Mounir

Promotion 2018-2019

Remerciements

Au premier lieu, nous remercions

Dieu le tous puissant.

*En second, nos chers parents
de nous avoir aidé pour arriver au terme
de ce travail qui est le fruit de plusieurs
Années d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères
pour notre promoteur Mme Yahiaoui qui
représente pour nous le guide et l'exemple
du sérieux dans le travail et du savoir dans
ce domaine.*

*Nous remercions tous les enseignants qui
ont contribué à notre formation ainsi tous
ceux qui de près ou de loin ont participé à
la réalisation de ce travail, sans oublier le
Personnel de la bibliothèque.*

*Nous remercions aussi les membres de
jury qui nous feront l'honneur
de juger notre travail.*



SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....	3
Chapitre II : Pre-dimensionnement des éléments	14
Chapitre III : Calcul des éléments.....	35
Chapitre IV : Etude de contreventement	111
Chapitre V : modélisation vérification aux RPA	128
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	159
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	173
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	193
Chapitre IX: Etude de l'infrastructure.....	209
 Conclusion.....	 244
 Bibliographie.....	 245



Introduction :

Le Génie Civil est le domaine qui intègre l'ensemble des techniques sur tous types de constructions. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps bien réduit.

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+7+salle machine) à contreventement par des voiles porteur en béton armé, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction du spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS..

La réussite d'un projet de nos jours pour un ingénieur, dépend aussi des facteurs temps et couts de réalisations qui s'imposent de plus en plus sur les projets et qui passent forcément par une bonne gestion des travaux.

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

. Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, et les calculs vérifier aux règlements, en vigueur des règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003) aux règlements du béton aux états limites BAEL.

L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale de bâtiment).

- Ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux avec lesquels est réalisé l'ouvrage.

I.1 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+7) bi fonctionnelle qui regroupe Commerce et habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99(Article 3.2).

Ce bâtiment, sera implanté à Tadmait-TIZI OUZOU qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 addenda 2003) une zone de moyennesismicité (zone IIa).

I.2. Réglementation utilisée

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- . Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003). [13]
- . Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99) [14].
- . Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation [19].

Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93) [12]

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I. 3.1 Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 2 bar.
- La nature du sol : sol meuble de catégorie (S3).

I.3.2. Caractéristiques architecturales

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage courant (1 à 7) : 3,06 m.
- Hauteur du R D C: 4,08m.
- Hauteur totale du bâtiment ...: 28,56 m.

I.3.3. Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment..... : 26,00 m.
- Largeur totale du bâtiment..... : 15,40 m.

I.4. Les éléments structuraux

- L'ossature :

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

Ce bâtiment est en ossature mixte est composée de :

- Portique (Poutres et Poteaux), destiné essentiellement pour reprendre les charges et les sur charges verticales.
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticale (fonction porteurs) et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (fonction contreventement)

- Les planchers :

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi, qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure

la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure

- Les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- L'acrotère :

Les terrasses seront entourées d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé en place.

C'est une surface plane inclinée constituée de différents éléments (poutre, pannes...etc)

couverte généralement de la tuile, dans notre cas on a une charpente en bois à deux versants conçue pour reprendre les charges climatiques (vent, neige...etc).

- Les escaliers :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

- La maçonnerie :

• **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en briques creuses à double paroi séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.

• **Les murs intérieurs:** Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi que l'isolation thermique et acoustique.

L'infrastructure : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ↳ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- ↳ Limiter les tassements.
- ↳ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.4.1. Système de coffrage :

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, et un Coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution.

II- Les caractéristiques des matériaux :

A-Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulat (Sable et graviers), de ciment (liant hydraulique), d'eau de gâchage et d'adjuvants (dans certains cas). Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours d'âge, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « Béton armé ».

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée

a. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

b. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article A.2.1,11 du BAEL 91 [14] stipule que

Si $j < 28$ jours.

*Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\text{On a : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad (\text{Art A-2.1.11 BAEL91 mod99}).$$

*Pour $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\text{On a : } f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad (\text{Art A-2.1.11 BAEL91 mod 99}).$$

Si $j > 28$ jours.

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Avec : f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jours.

A-4-La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton est d'environ $1/10^{\text{ème}}$ de sa résistance à la compression

A-5-Contrainte à la compression :

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

a) Etat limite ultime(ELU) : il correspond à la perte d'équilibre statique, et effet unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}. \quad (\text{Art A-2.12 BAEL91 mod99}).$$

Avec : f_{tj} : la résistance à la traction à j jours.

Dans notre cas :

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

A-5-Contrainte à la compression :

a) Etat limite ultime(ELU) : il correspond à la perte d'équilibre statique, et effet unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL91 mod99}).$$

Avec:

θ : Coefficient dépendant de l'application des combinaisons d'action (durée de la charge).

On a :

- ✓ $\theta = 0.85$ quand $t \leq 1 \text{ h.}$
- ✓ $\theta = 0.90$ quand $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$
- ✓ $\theta = 1.00$ quand $t > 24 \text{ h.}$

Et γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situation courante.

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

à $j=28$ jours en situation courante ($\gamma_b = 1.5$) et durable ($\theta = 1$).

On a :
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \approx 14.2 \text{ MPa.}$$

A-6-Diagramme contrainte-déformation : (Art A.4.3 ,4 BAEL91 mod99).

-Le diagramme est composé :

*D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (c'est l'état élastique).

*D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ (c'est l'état plastique).

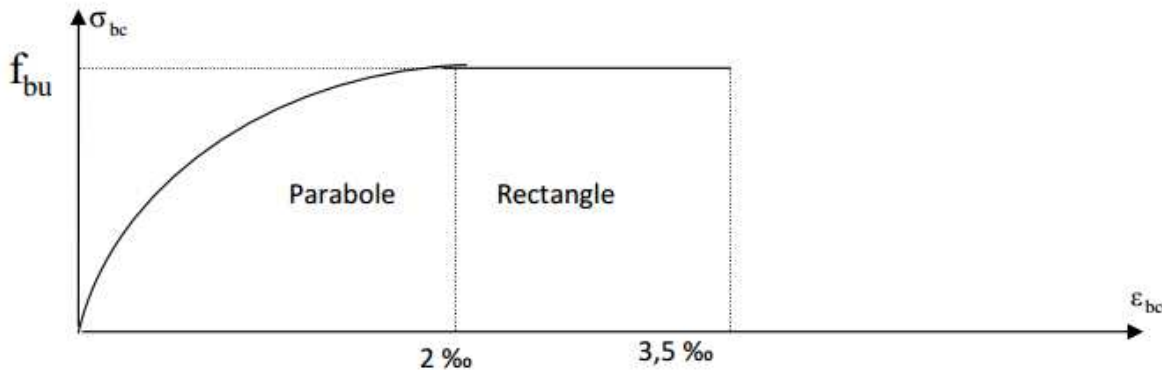


Fig. I-1 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

b) Etat limite de service (ELS) : c'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limite de fissuration et de déformation

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}.$$

avec :

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

a $j=28$ jour

A-7-Diagramme contrainte-déformation :

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

Avec : $\frac{E_s}{E_b}$ est appelé coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15.$$

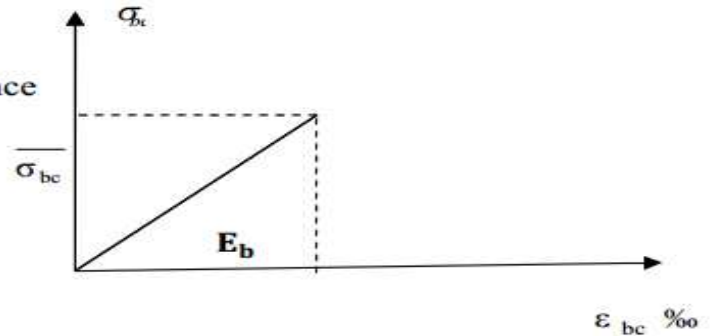


Fig 1-2 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

c.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée

D'après l'article A.2.1,21 du BAEL 91 [14], lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

****Module de Déformation longitudinale** : on admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A-2.1.21 BAEL 91 mod 99}).$$

i : instantanée.

**** Module de déformation transversale** : d'après la règle (Art .2.1.3 BAE 91 mod 99) le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : coefficient de poisson.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}.$$

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

$\nu=0$ (ELU). Pour le calcul des sollicitations. (Art A2.1.3 BAEL91 mod99).

$\nu=0.2$ (ELS). Pour le calcul des déformations.

b)-Déformation différée: C'est une déformation longitudinale à longue durée.

- Le module de déformation longitudinale à longue durée est donné par :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A-2.1.22 BAEL91 mod99}).$$

Pour les charges de longue durée d'application à $j=28$ jours :

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

B-Acier :

B-1- Définition: L'acier est un alliage métallique principalement de fer et de carbone.

- Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

- En général les aciers utilisés sont de type :

- Acier haute adhérence HA : sont des aciers à haute résistance ; se divise en 2 nuances :

$$\text{FeE 400} \rightarrow f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\text{FeE 500} \rightarrow f_e = 500 \text{ Mpa.}$$

*Les treillis soudés (Fe 520): sont composés de fils porteur de diamètre plus faible.

- f_e : limite élastique dans le temps.

B- 2-Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.} \quad (\text{Art A2.2.1 BAEL91 mod99}).$$

B-3-Coefficient de Poisson :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers pris égal à 0.3.

B-4-Les contraintes limites :

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

A l'ELU:

(Art A.4.3.2 BAEL)

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec:

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

mod99)

A l'ELS: (Art A.4.3.2 BAEL91 mod99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures)

D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissurations.

a-Fissuration peu nuisible : Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer sauf que :

$$\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 mod99}).$$

b- Fissuration préjudiciable: Cas des éléments exposés aux intempéries, risqué

D'infiltration:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

Avec : η Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.00$ Pour les aciers ronds lisses (r.l).

$\eta = 1.60$ Pour les aciers hautes adhérences (H.A).

c-Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments qui doivent assurer une étanchéité ou être exposés à des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = 0.8 \times \left(\min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \right). \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{1}{2} f_e, \max(0.4 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right].$$

B-5- Diagramme contrainte-déformation de l'acier : (Art A.2.2.2 BAEL91 mod99).

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage.

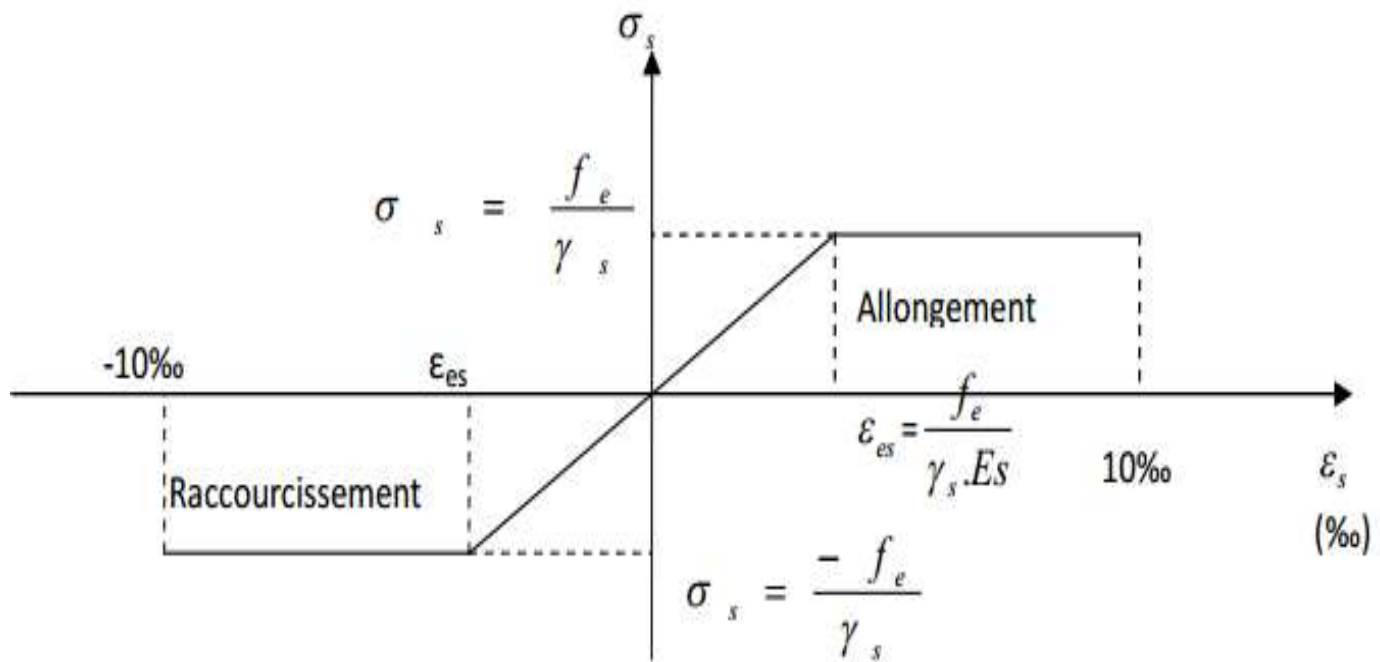


Fig I-3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

B-6- Protection des aciers : (Art A 2.2.2 BAEL91 mod99).

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

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards Salins.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, Canalisation).
- $C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2. 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

b) Conclusion:

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivent on effectuera les calculs et les vérifications

II.1 Introduction :

L'objectif de chapitre II ci dimensionné les éléments de la structure Ce dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.2 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur

des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Art B.6.8.424/BAEL91)}$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,20\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} > 420/22,5 = 18,67\text{cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur 20 cm d'où $h_t = (16+4) \text{ cm}$

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm

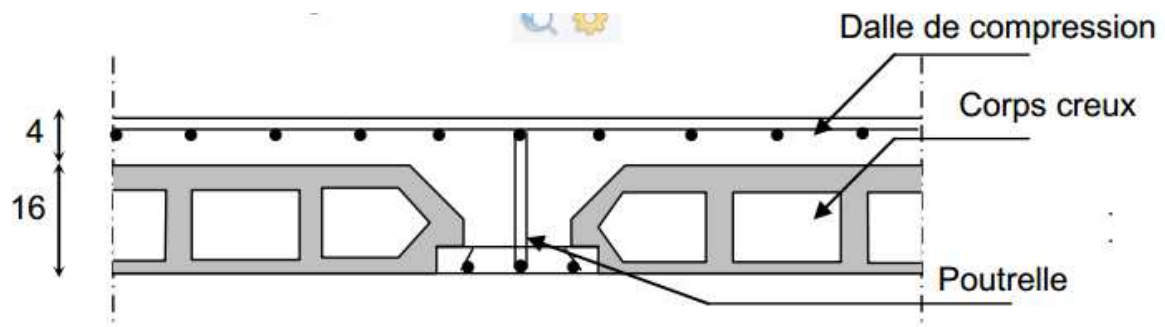


Figure1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II.3 Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction,

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

suivantes :

avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

h_1 : largeur de poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur : } b > 20 \text{ cm} \\ \text{Hauteur : } h > 30 \text{ cm} \\ \text{Rapport : } \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

$$B_{\max} > 1,5 h + b_t$$

Et d'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme

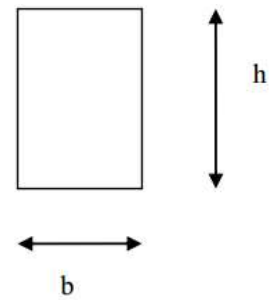
suit :

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

et

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$



Avec :

L : La plus grande travée.

A- Poutres principales : (les poutres porteuses).

Les poutres suivant la grande porte

-Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 460 - 40 = 420$ cm

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 40$ cm.

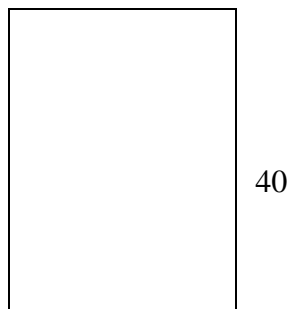
Pour la largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$16 \leq b \leq 28$ Tapez une équation ici.

On adopte une largeur $b = 30$ cm

Finalement, la section de la poutre principale à considéré est : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

30



CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

B) Poutres secondaires :

$$L = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} < h_t < \frac{400}{10}$$

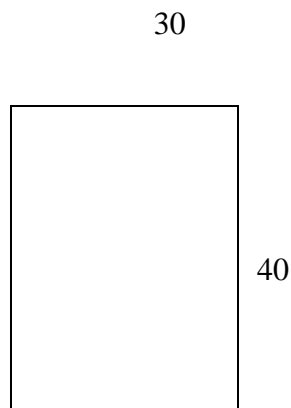
$$26,67 \text{ cm} < h_t < 40 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$.

Pour la largeur : $0,4h_t < b < 0,7h_t$

$$16 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$$

On adopte une largeur $b = 30 \text{ cm}$



La section définitive de la poutre secondaire est: $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :

Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :

1- Les poutres principale

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$$

$$b_{\max} > 1,5 (40) + 30 = 90$$

conditions vérifiées.

2- Les poutres secondaires

$$b = 30 > 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$$

$$b_{\max} > 1,5(40) + 30 = 90$$

conditions vérifiées.

Condition de rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

$$\text{Les poutres principales : } \frac{h}{L} = \frac{40}{420} = 0,09523 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\text{Les poutres secondaires : } \frac{h}{L} = \frac{40}{400} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

La section des poutres principales est : $b \times h_t = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$	40	40	OK
$b \geq 20$	30	30	OK
$h/b \leq 4$	1,33	1,33	OK

*

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Poutres principales (30x40)cm²

Poutres secondaires (30x40)cm²

II.5 Poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de

compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ;on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $A \geq \frac{N}{\sigma}$

: La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa

$$= 0,6.f_{c28} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$$

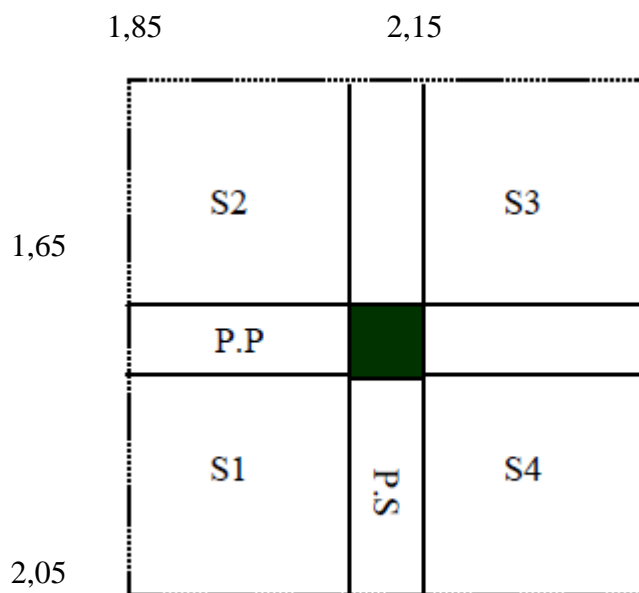
Les dimensions de la section transversale devient satisfaite les conditions suivante :

- Min (bl,hl) $\geq 25 \text{ cm}$

- Min (bl,hl) $\geq \frac{he}{20}$

- $1/4 \leq bl/hl \leq 4$

Remarque : on considère on premier lieu pour nos calcule la section du poteaux selon le minimum exige par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$



$$S1=1,85 \times 2,15=3,97\text{m}^2$$

$$S2=1,85 \times 1,65=3,05\text{m}^2$$

$$S3=2,15 \times 1,65=3,55\text{m}^2$$

$$S4=2,15 \times 2,05=4,41\text{m}^2$$

$$S_t=14,98\text{m}^2$$

II.6.2 CALCUL DE LA SURFACE REVENANT AU POTEAU (3.E)

II-3- Descente de charges :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le Document Technique Règlementaire (**DTR B.C2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II-3-1- Charges permanentes :

a)-Plancher terrasse inaccessible :

N	Composition	Epaisseur(m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Gravions roulé de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
6	Plancher à corps creux	0,2	14	2,80
7	Enduit en plâtre	0 ,02	10	0,2
Charge permanente totale				5,83

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

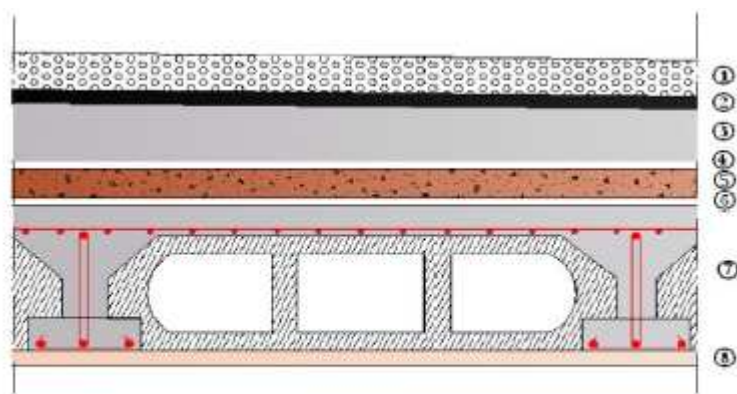


Figure 3-a : coupe verticale du plancher terrasse.

Remarque :

ρ : la densité du matériau (en KN/m^3).

e : l'épaisseur (en m)

G : charge permanente (en KN/m^2).

)-Plancher étage courant :

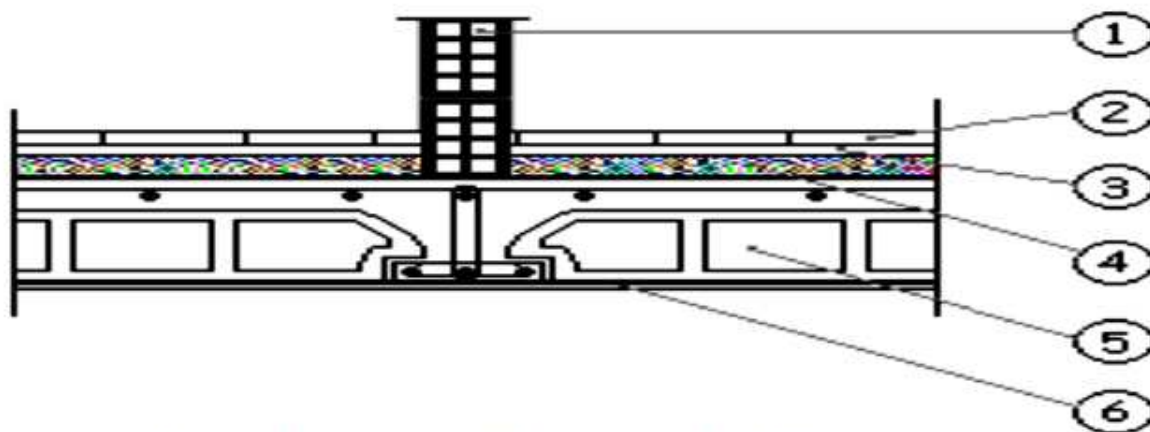


Figure3-b : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

N	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G (\text{KN/m}^3)$
1	Maçonnerie en brique creuse	0,1	9	0,9

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps	0,2	14	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				5,28

Maçonnerie

Murs extérieurs

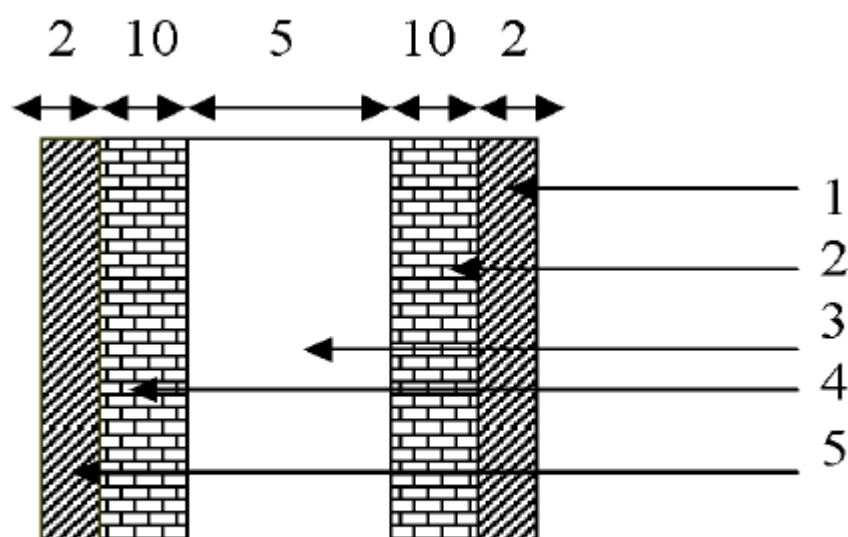


Figure 3-d : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'air	0,05	-	-

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

Charge permanente du mur extérieur: $G = 3.04 \text{ KN/m}^2$

C) Murs intérieurs :

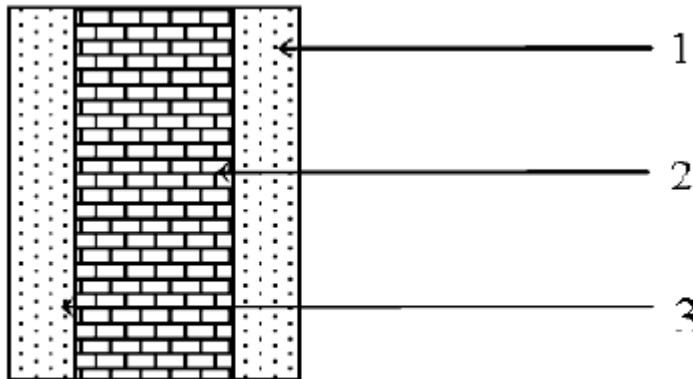


Figure3-e :Coupe verticale d'un mur intérieur

	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$G(\text{KN/m}^3)$
	Cloison en briques creuses 8trous	10		0,9
	Enduit en plâtre	2x2	10	0,4
Charge permanente du mur interieur				1,3

d) dalle pleine

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

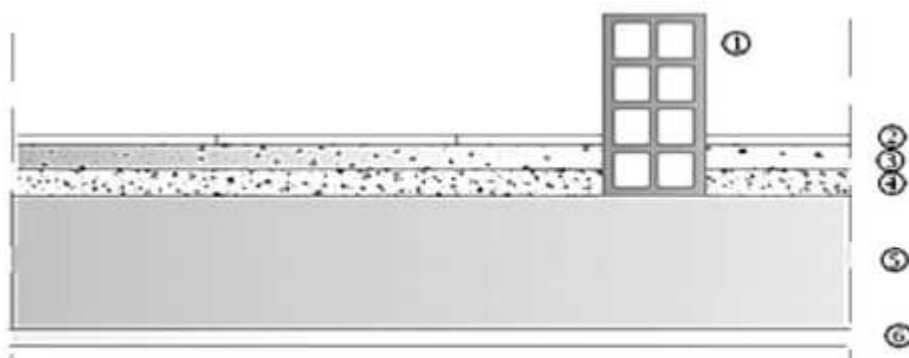


Figure3-C : coupe verticale d'un plancher en dalle pleine.

	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Maçonnerie en brique creuse	0,1	10	1
2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Dalle pleine en B.A	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente total				6,53

D) L'acrotère :

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

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03/2) = 0,0685 \text{ m}^2.$$

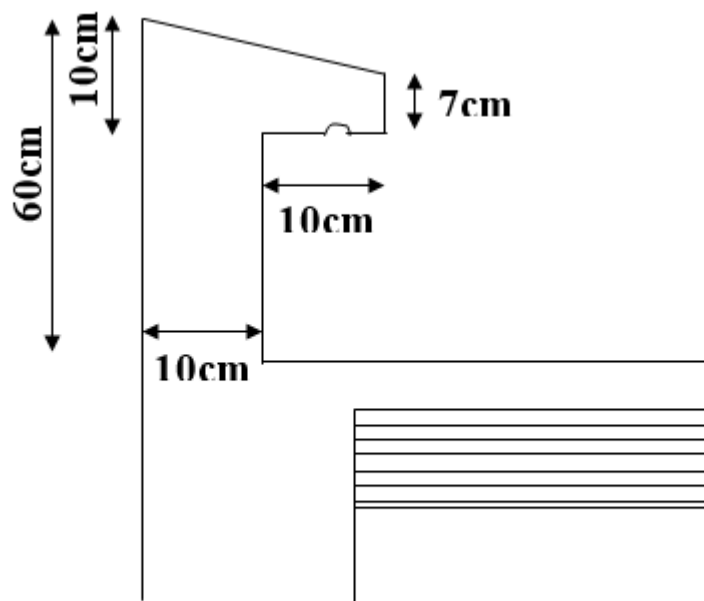


Figure -II-9 : Coupe transversale de l'acrotère

II-3-2- Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants(habitation)	1,50 KN /m ²
Plancher étages de service(bureau)	2,50 KN /m ²
Balcons.....	3,50 KN /m ²
Plancher du RDC.....	1,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²
Acrotère	1,00 KN /m ²

b)- Poids propre des poutres :

Plancher terrasse et étage courant :

Poutres principales : $G_{pp} = 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 4,2 = 12,6 \text{ KN}$

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 4 = 12 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 12 + 12,6 = 24,6 \text{ KN}$

c)- Poids des planchers :

Plancher terrasse : $G = G_t \times S_t = 5,83 \times 14,98 = 87,33 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = G_c \times S_t = 5,28 \times 14,98 = 79,09 \text{ KN}$

□ Poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions

suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$b = 25 \text{ cm.}$

$h = 25 \text{ cm}$

Poteau RDC: $p \times S \times h_r = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$

Poteaux étage courant : $p \times S \times h_c = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}$

Surcharges d exploitation

Terrasse : $Q \times S = 1 \times 14,98 = 14,98 \text{ KN}$

Etage courant: $Q \times S = 1,50 \times 14,98 = 22,47 \text{ KN}$

RDC: $Q \times S = 5 \times 14,98 = 52,43 \text{ KN}$

II-2-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

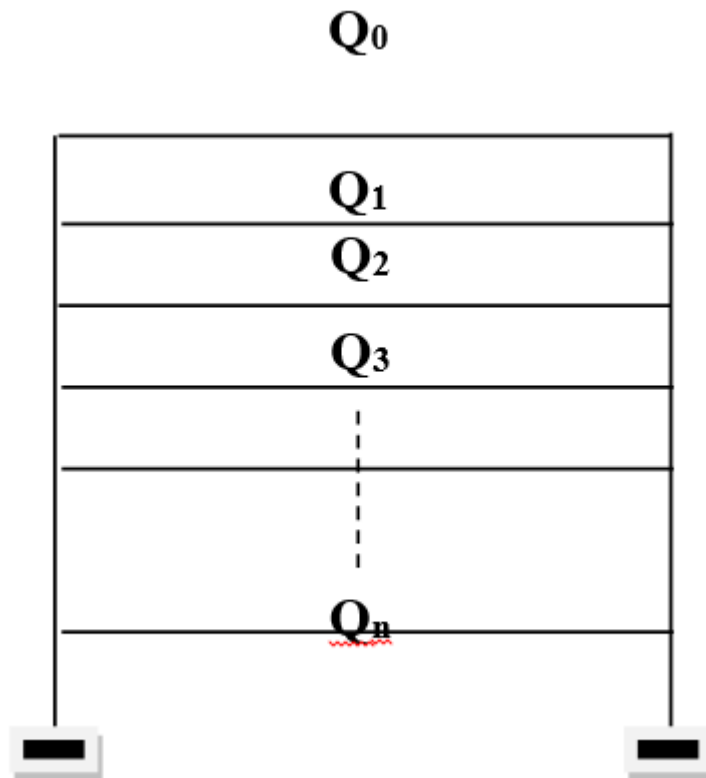
Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges

d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages



$$SM=Q_0=14,98 \text{ KN}$$

$$7^{me}=Q_0+Q_1=14,98+22,47=37,45 \text{ KN}$$

$$6^{me}=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=14,98+0,95(22,47+22,47)=57,673 \text{ KN}$$

$$5^{me}=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)=14,98+0,9(22,47 \times 3)=75,649 \text{ KN}$$

$$4^{me}=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=14,98+0,85(22,47 \times 4)=91,378 \text{ KN}$$

$$3^{me}=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=14,98+0,80(22,47 \times 5)=104,86 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$2^{\text{ere}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14,98 + 0,75(22,47 \times 6) = 116,095 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ere}} = Q_0 + 0,72(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14,98 + 0,72(22,47 \times 7) = 128,23 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14,98 + 0,68(22,47 \times 7 + 52,43) = 157,59 \text{ KN}$$

etage	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		N = G _C + Q _C		
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G _{totale} (kN)	G _{cumulé} (kN)	Q _{totale} (kN)	Q _{cumulée} (kN)	N = G _C + Q _C	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section (cm ²)
SM	87,33	0	24,6	111,93	111,96	14,98	14,98	125,41	83,6	35x35
7	87,33	4,781	24,6	116,71	228,64	37,45	52,43	281,07	187,38	35x35
6	79,09	4,781	24,6	108,47	337,11	57,67	110,10	447,21	298,14	35x35
5	79,09	4,781	24,6	108,47	445,58	75,65	185,75	631,33	420,88	40x40
4	79,09	4,781	24,6	108,47	554,05	91,37	277,13	831,18	554,12	40x40
3	79,09	4,781	24,6	108,47	662,52	104,86	381,99	1044,51	696,34	40x40
2	79,09	4,781	24,6	108,47	770,99	116,09	498,08	1269,07	846,1	45x45
1	79,09	4,781	24,6	108,47	879,46	128,23	626,31	1505,77	1003,8	45x45

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

RDC	79,09	6,375	23,1	110.06	989.52	157.59	783.9	1773.42	1182.28	45x45
-----	-------	-------	------	--------	--------	--------	-------	---------	---------	-------

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux

centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20$$

$$1/4 < h_1/b_1 < 4$$

-Pour le rez de chaussée :

$$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq h/20 = 408/20 = 20,4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour 1^{ère} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 2^{ème} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 3^{ème} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 4^{ème} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 5^{ème} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 6^{ème} étage :

Min (b, h) = 35cm ≥ h/20 = 306/20 = 15,30cm.....Condition vérifiée

Pour 7^{ème} étage :

Min (b, h) = 35cm ≥ h/20 = 306/20 = 15,30cm.....Condition vérifiée

Vérification des poteaux au flambement :

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

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

Avec :

λ: Elancement du poteau

L_f: Longueur de flambement(0,7h_e)

L₀: Longue

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

ur libre de poteau.

i : Rayon de giration (I/B)

I : Moment d'inertie (b x h³/12)

S : Section transversale du poteau(S=b x h)

$$\lambda = 2,42 L_0/b.$$

- **1-Poteau de R.D.C :** (L₀ = 306cm.)

→ λ=(2,42 x 408)/45=21,94<50..... Condition vérifiée.

- **2-Poteau d'étage courant :** (L_0 306cm)

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/45 = 16,456 < 50$ Condition vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/45 = 16,456 < 50$ Condition
vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,513 < 50$ Condition
vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,513 < 50$ Condition
vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,513 < 50$ Condition
vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/35 = 21,157 < 50$ Condition
vérifiée.

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/35 = 21,157 < 50$ Condition vérifiée

II.8 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'**Article 7.7.1.RPA99 version 2003** qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition **$L \geq 4 e_p$**

e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur min des voiles.

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

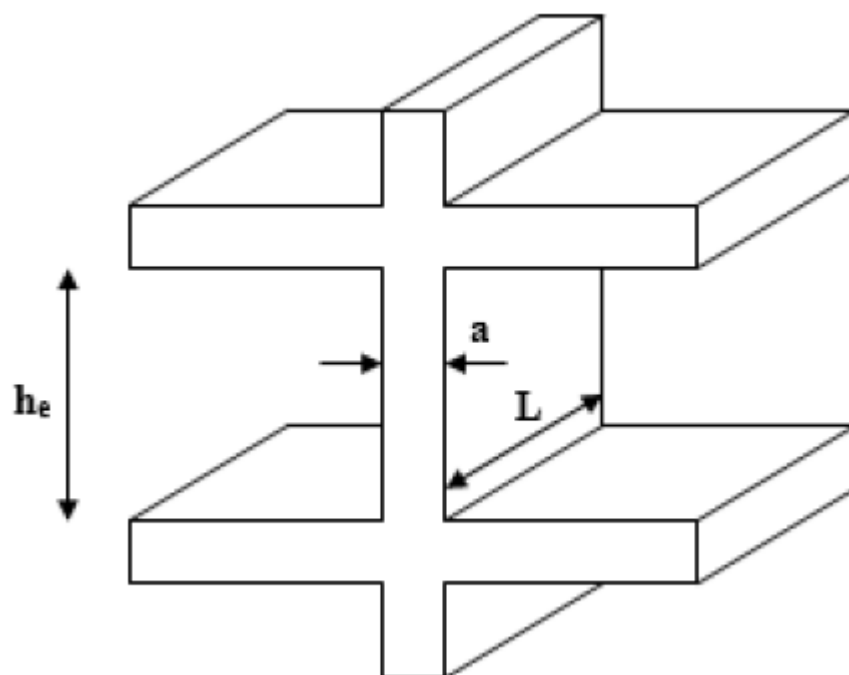


Figure 7 : coupe de voile en élévation

Le type de voile :

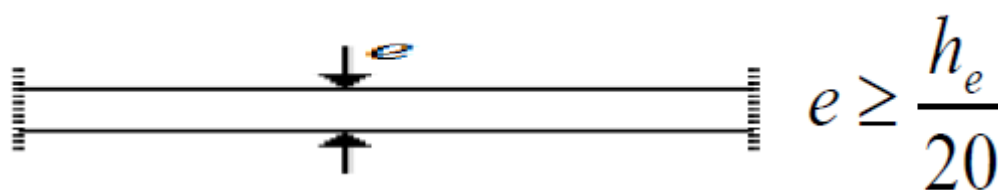


Figure -8 : coupe de voile en plan.

Remarque :

Dans notre cas, on prend (voile linéaire).

- a) **RDC:** $408 - 20 = 388\text{cm}$, $e \geq 388/20 = 19,4\text{cm}$,
- b) **l'étage courant :** $306 - 20 = 286\text{cm}$, $e \geq 286/20 = 14,3\text{cm}$

Donc on adopte pour les voile une épaisseur **e= 20 cm** sur toute la hauteur de la structure.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

□□ *La condition a vérifier: $L \geq 4x_{ep} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm. CV}$*

III-1. Les planchers

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au régalément BAEL 91 modifié 99.

III.1. Calcul des planchers :

III-1-1-Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- **Dalle de compression** : appelée aussi table de compression ou dalle de répartition son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

*Limiter les risques de fissurations par retrait.

*Assurer la répartition entre poutrelles.

*Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

A-Ferraillage de la dalle de compression : (Art B.6.8, 423BAEL91 mod99).

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) de limite d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$ et dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :
- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.
- $A_{//} = A_{\perp} / 2$

A-1) calcule des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec : $l = 65\text{cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520\text{MPa}$: Limite d'élasticité.

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

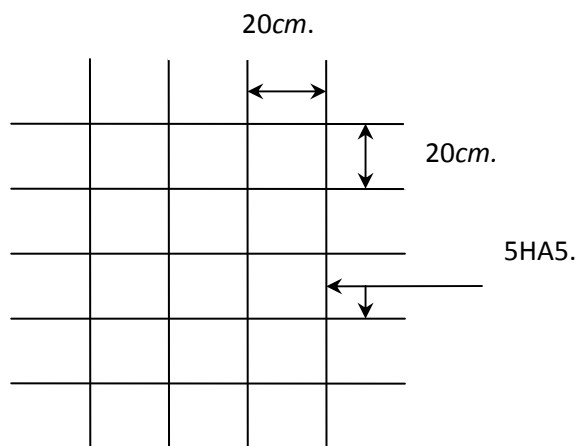
Soit $A_{\perp} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

A-2) calcule des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2 / m_l$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$



**Fig III-A- Ferrailage de dalle de compression
Avec un treille soudée.**

B- Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

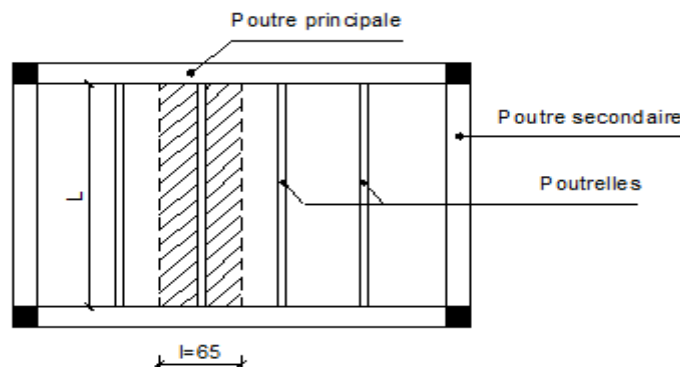


Figure III .2.3 : Vue en plan de plancher à corps creux.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III .2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle qui supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

A. les charges et surcharges:

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

B. Ferrailage à l'ELU :

- ❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

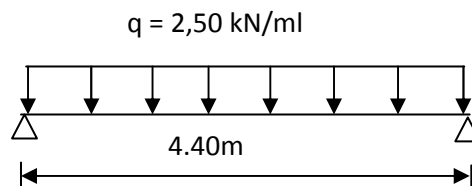
1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

- Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2.5 \times (4.40)^2 / 8 = 6.05 \text{ kN.m}$$

• **Effort tranchant :**

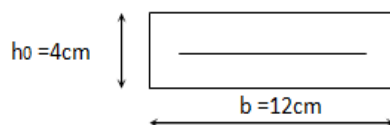
$$T = q \cdot L / 2 = 2,5 \times 4,40 / 2 = 5,5 \text{ kN}$$



2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

Soit l'enrobage $c=2 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$



$$d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6,05 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 8,87$$

$$\mu_u = 8,87 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée. (SDA).}$$

Remarque :

Sachant que la dimension des poutrelles est de $12 \times 4 \text{ cm}$, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ($A_{sc}=0$) ne soit pas nécessaire.

III .2.2.2. Apres coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, 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.

- **Détermination des dimensions de la section en T :**

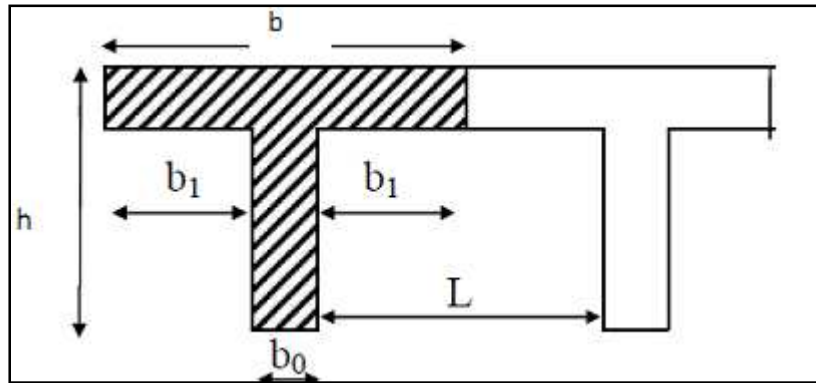


FIGURE III.27 : Les dimensions de la section en T

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)
 $h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression) h_0
 $C = 2$ cm (enrobage)
 $d = 18$ cm (hauteur utile)
 b_1 : largeur de l'hourdis
 Avec :
 L : distance entre faces voisines de deux nervures
 $b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5$ cm

1-Chargement : charges et surcharges

✓ calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79$ kN/m.
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.43$ kN/m
- Charge d'exploitation : (plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ kN/ml.
- Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ kN/ml

Note : nous considérons pour nos calculs, les planches qui présentent le cas le plus Défavorable.

$G = 5.83 \times 0.65 = 3.79$ kN/m

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ kN/m

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher du RDC à usage commercial.

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6.579 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 4.765 \text{ KN/ml}$

B-2-3-Choix de la méthode de calcul:

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

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

Méthode forfaitaire :

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):

✓ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/ml.} \}$$

$Q = 2.28 \text{ KN} < 2G = 7,78 \text{ KN/ml.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

✓ • Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow condition vérifiée.

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

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 4.00 / 4.40 = 0.9 \\ L_i / L_{i+1} = 4.40.10 / 3.60 = 1.22 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements..... Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, **donc la méthode forfaitaire est applicable**

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

- comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

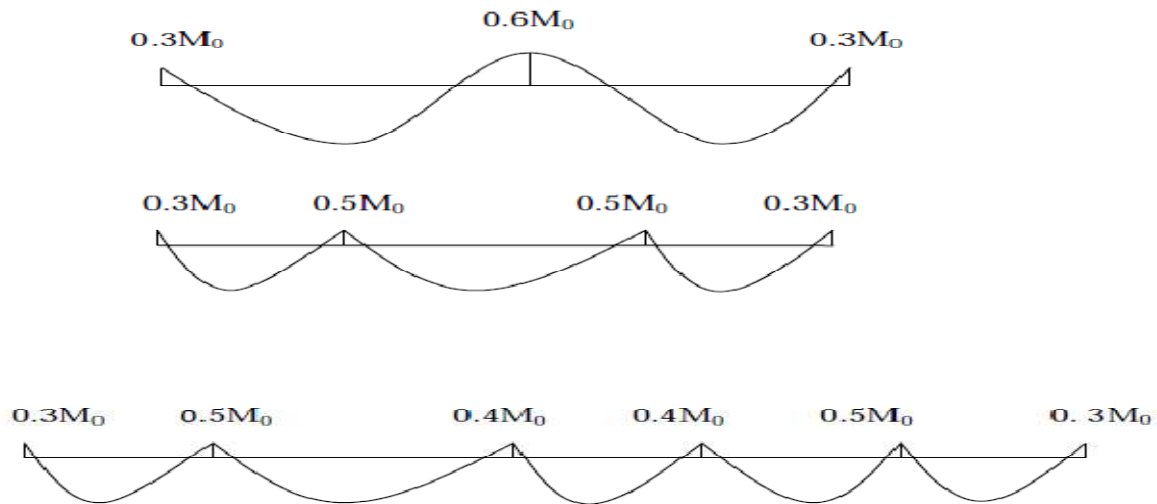


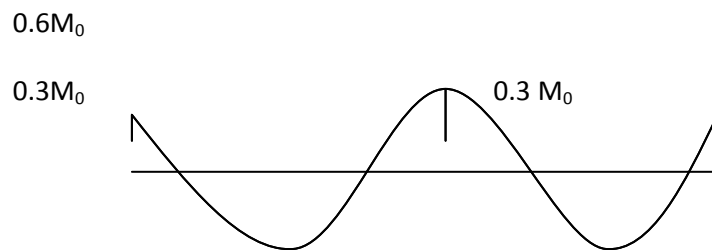
Fig. III.1.9.: Diagrammes des moments.

d) Application de la méthode

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.79} = 0.205 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

✓ **Les moments à L'ELU:**

1^{er} type : deux travées:



Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = 6.579 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 15.921 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 6.579 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 10.657 \text{ KN.m}$$

• **calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = M_3 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 15.921 = 4.776 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 10.657 = 5.3285 \text{ KN.m}$$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.79} = 0.205 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,061 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,530 \\ \frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,630 \end{array} \right.$$

➤ travée de rive AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 15.921 ; 1.061 \times 15.921) - \frac{3.947 + 7.960}{2} = 10,938 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 15.921 = 10.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{AB} = 10,938 \text{ KN.m}$

➤ travée de rive CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.657 ; 1.061 \times 10.657) - \frac{7.960 + 3.947}{2} = 5,353 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 10.657 = 6.713 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{CD} = 6,713 \text{ KN.m}$

e) Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ,

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

✓ Application :

✓ Travée AB $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.579 \times 4.40}{2} + \frac{(-6.394) - (-4.776)}{4.40} = 14.106 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.579 \times 4.40}{2} + \frac{(-6.394) - (-4.776)}{4.40} = -14.841 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée BC $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.579 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.776) - (-6.394)}{3.60} = 10.855 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.579 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.776) - (-6.394)}{3.60} = -11.392 \text{ KN} \end{array} \right.$

2^{em} type : 3 travées:



• Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $M_0 = 6.579 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 13.158 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 : $M_0 = 6.579 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 15.921 \text{ KN.m}$

Travée 3-4 : $M_0 = 6.579 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 10.657 \text{ KN.m}$

• calcul des moments aux appuis :

$M_1 = M_4 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 13.158 = 3.947 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_3 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 15.921 = 7.960 \text{ KN.m}$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.79} = 0.205 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,061 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,530 \\ \frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,630 \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travées :

➤ travée de rive AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 13.158 ; 1.061 \times 13.158) - \frac{3.947 + 7.960}{2} = 8,007 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 13.158 = 8.289 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{AB} = 8,289 \text{ KN.m}$

➤ Travées intermédiaires BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 15.921 ; 1.061 \times 15.921) - \frac{7.960 + 7.960}{2} = 8.932 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,53 \times 15,921 = 8.438 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{BC} = 8.932 \text{ KN.m}$

➤ travée de rive CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.657 ; 1.061 \times 10.657) - \frac{7.960 + 3.947}{2} = 5,353 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 10.657 = 6.713 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{CD} = 6,713 \text{ KN.m}$

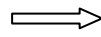
e) Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ,

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

✓ Application :

Travée AB $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.579 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.960) - (-3.947)}{4.00} = 12.15 \end{array} \right.$

$T_2 = -\frac{6.579 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.960) - (-3.947)}{4.00} = -14.161 \text{ KN}$

Travée BC $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.579 \times 4.40}{2} + \frac{(-7.960) - (-7.960)}{4.40} = 10.855 \text{ KN} \end{array} \right.$

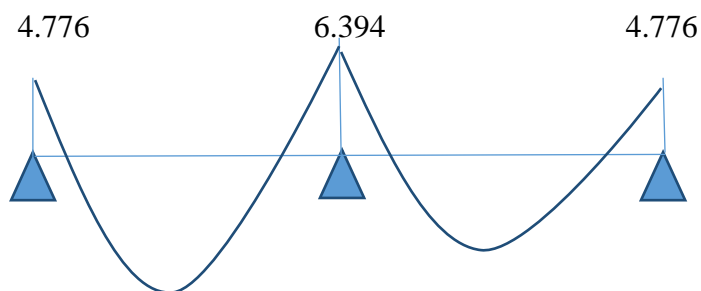
$T_2 = -\frac{6.579 \times 4.40}{2} + \frac{(-7.960) - (-7.960)}{4.40} = -14.473 \text{ KN}$

Travée CD $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6.579 \times 3.60}{2} + \frac{-(3.947) - (-7.960)}{3.60} = 8.534 \text{ KN} \end{array} \right.$

$T_2 = -\frac{6.579 \times 3.60}{2} + \frac{(3.947) - (-7.960)}{3.60} = -10.727 \text{ KN}$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN)

1^{er} type : deux travées:

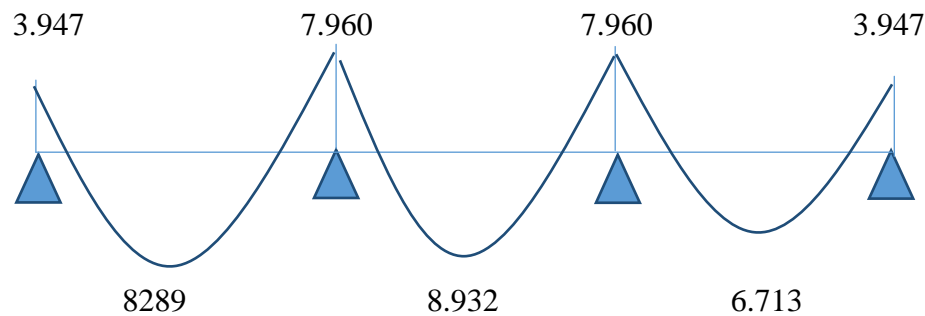


CHAPITRE III : CALCULES DES ELEMENTS

10.938

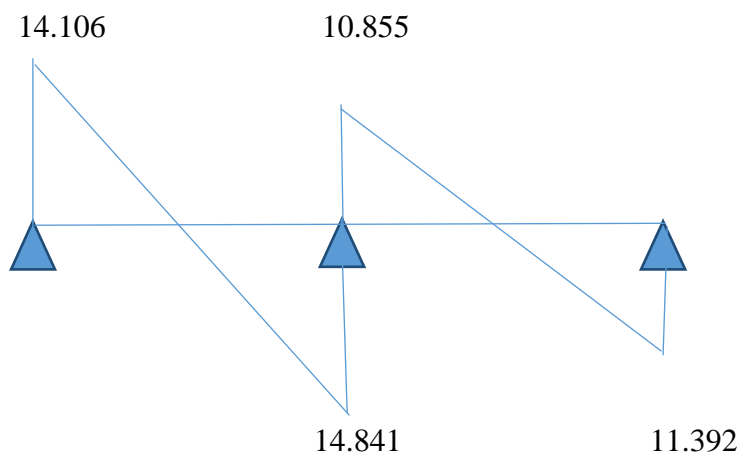
6.713

2^{em} type : 3 travées:

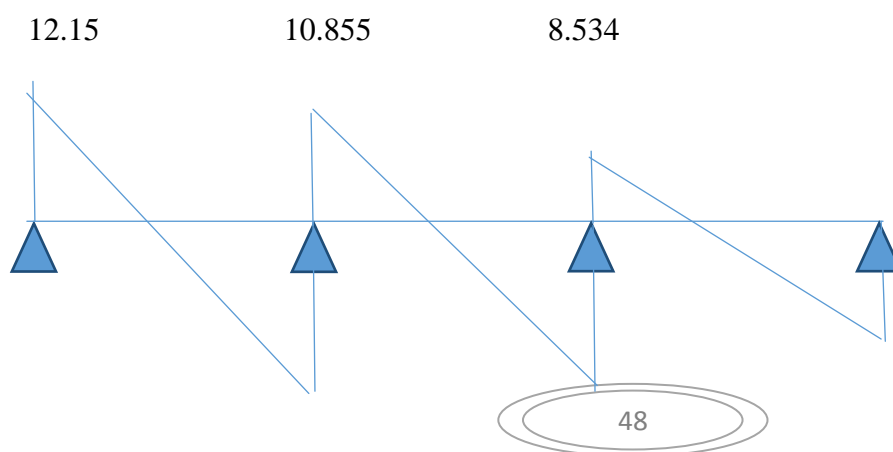


✓ **Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN) :**

1^{er} type : deux travées:



2^{em} type : 3 travées:



14.161

14.473

10.727

✓ **Les moments a L'ELS:**

1^{er} type : deux travées:

Calcul des moments isostatiques :

Travée1-2 : $M_0 = 4.765 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 11.531 \text{ KN.m}$

Travée2-3 : $M_0 = 4.765 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.719 \text{ KN.m}$

• calcul des moments aux appuis :

$M_1 = M_3 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.531 = 3.459 \text{ KN.m}$

$M_2 = 0.5 M_0 = 0.6 \times 7.719 = 4.631 \text{ KN.m}$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.79} = 0.205 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.061 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.530 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.630 \end{array} \right.$$

➤ **travée de rive AB :**

{

$$M_t \geq \max(1.05 \times 11.531 ; 1.061 \times 11.531) - \frac{4.631 + 3.459}{2} = 8,189 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 11.531 = 7.264 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{AB} = 8,189 \text{ KN.m}$

➤ **travée de rive CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 7.719 ; 1.061 \times 7.719) - \frac{3.459 + 4.631}{2} = 4,144 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 7.719 = 4.862 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{CD} = 4,862 \text{ KN.m}$

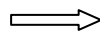
e) Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ,

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

✓ Application :

Travée AB $T_1 = \frac{4.765 \times 4.40}{2} + \frac{(-4.631) - (-3.459)}{4.40} = 10.216 \text{ KN}$

$$T_2 = -\frac{4.765 \times 4.40}{2} + \frac{(-4.631) - (-3.459)}{4.40} = -10.749 \text{ KN}$$

Travée BC $T_1 = \frac{4.765 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.459) - (-4.631)}{3.60} = 10.824 \text{ KN}$

$$T_2 = -\frac{4.765 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.459) - (-4.631)}{3.60} = -8.251 \text{ KN}$$

2^{em} type : 3 travées:

• Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $M_0 = 4.765 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 9.53 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 : $M_0 = 4.765 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 11.53 \text{ KN.m}$

Travée 3-4 : $M_0 = 4.765 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.72 \text{ KN.m}$

• **calcul des moments aux appuis :**

$M_1 = M_4 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 9.53 = 2.859 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_3 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 11.53 = 5.765 \text{ KN.m}$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.79} = 0.205 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.061 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.530 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.630 \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travées :

➤ **travée de rive AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 9.53 ; 1.061 \times 9.53) - \frac{5.765 + 2.859}{2} = 5.799 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 9.53 = 6.003 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{AB} = 6.003 \text{ KN.m}$

➤ **Travées intermédiaires BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 11.53 ; 1.061 \times 11.53) - \frac{5.765 + 5.765}{2} = 6.468 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,53 \times 11,53 = 6.110 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{BC} = 6.468 \text{ KN.m}$

➤ **travée de rive CD :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max(1.05 \times 7.72 ; 1.061 \times 7.72) - \frac{2.859 + 5.765}{2} = 3,878 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.63 \times 7.72 = 4.863 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{CD} = 4,863 \text{ KN.m}$

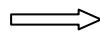
e) Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$



$$\begin{cases} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ,

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

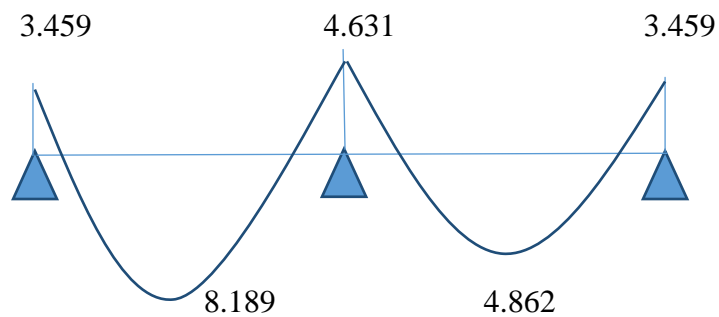
✓ **Application :**

$$\begin{aligned} \text{Travée AB} \quad \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{4.765 \times 4.00}{2} + \frac{(-5.765) - (-2.859)}{4.00} = 8.803 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{4.765 \times 4.00}{2} + \frac{(-5.765) - (-2.859)}{4.00} = -10.256 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\ \text{Travée BC} \quad \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{4.765 \times 4.40}{2} + \frac{(-5.765) - (5.765)}{4.40} = 7.862 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{4.765 \times 4.40}{2} + \frac{(-5.765) - (-5.765)}{4.40} = -13.103 \text{ KN} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

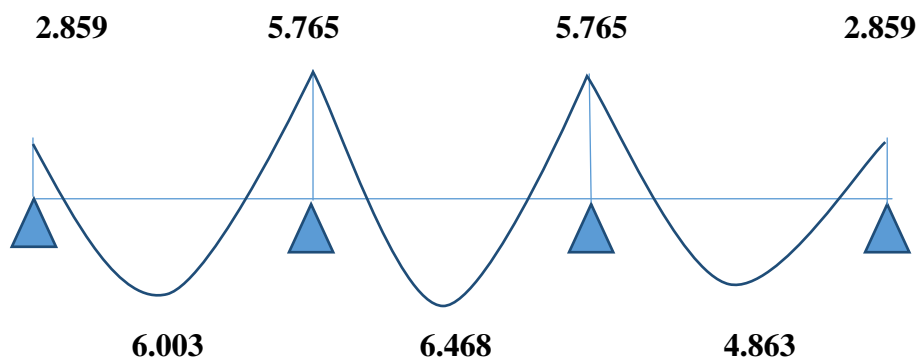
$$\begin{aligned} \text{Travée CD} \quad \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{4.765 \times 3.60}{2} + \frac{-(2.859) - (5.765)}{3.60} = 6.181 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{4.765 \times 3.60}{2} + \frac{(2.859) - (-5.765)}{3.60} = -7.769 \text{ KN} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN)

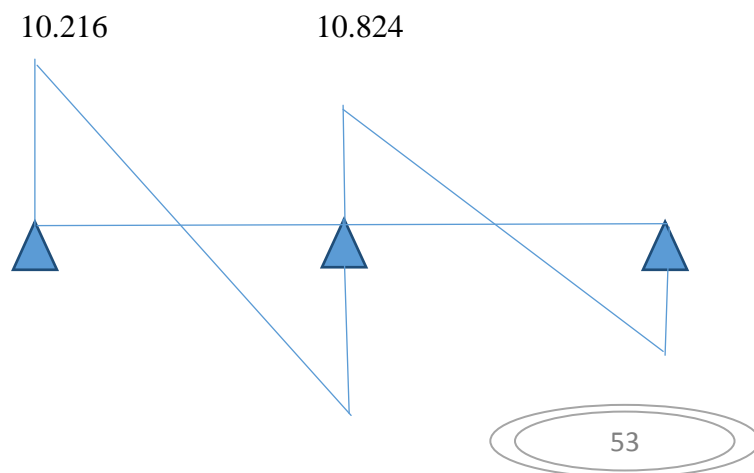
1^{er} type : deux travées:

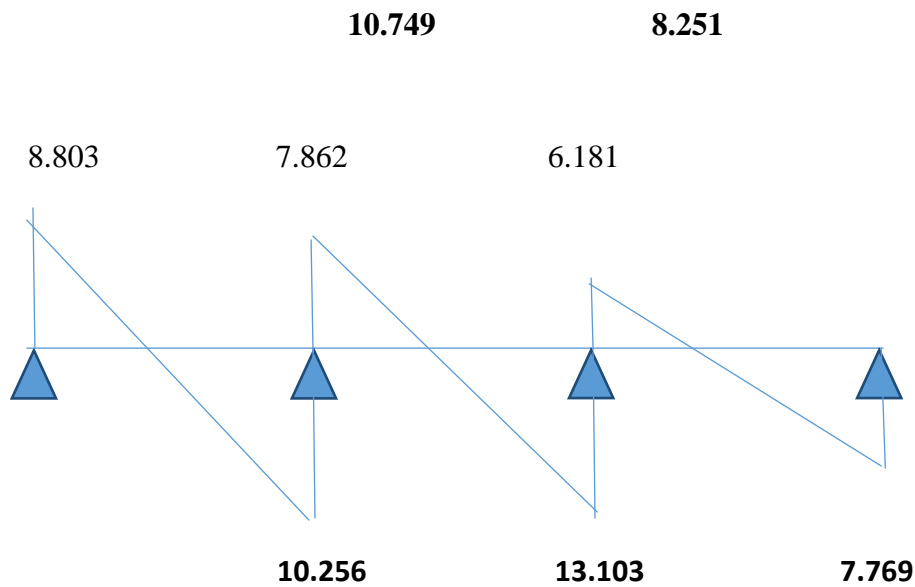


2^{em} type : 3 travées:



✓ **Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (en KN) :**





III-2.6 Ferrailage des poutrelles :

Calcul des armatures :

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifier à l'état limite de service.

III-2 .6.1 Calcul à ELU

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appui

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

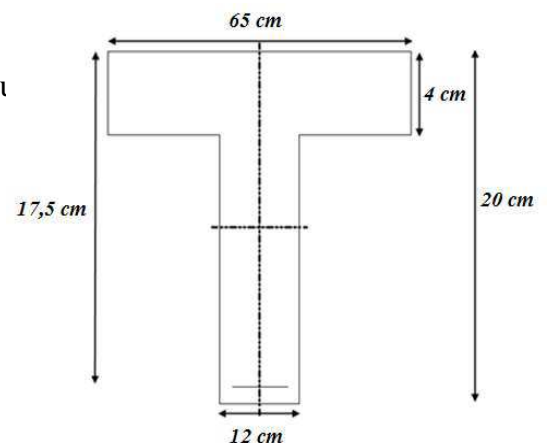
Le moment maximal en travée est : $M_{\max}^t = 10.938 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :



$$M_{tab} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_{\max}^t \leq M_{tab} \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.938 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10.938 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit :

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

➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.960 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.960 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.960 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

Φ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\phi = 6\text{mm}$ avec $A_t = 2RL6 = 0,57\text{cm}^2$

• L'espace des cadres :

$$St \leq \min(0.9 d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{2.35 \times 400}{12 \times 0,4} = 195.8\text{cm}$$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

III-2.7 Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

En travée :

$$A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.54\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot x d} = \frac{14.841 \times 10}{18 \times 12} = 0,687 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,687 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94,25 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.841 \times 10}{0,9 \times 18 \times 94,25} = 0,097 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ Appuis de rive :

$$V_{\max} = 14,106 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

➤ Appuis intermédiaire:

$$V_{\max} = 14,841 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

III-2.8 Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :** $A_t = 2,35 \quad M_t^s = 8,189 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09$$

$$\rho = 1,09 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \quad \text{et} \quad K = 19,72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{8,189 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 226,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 226,16 / 19,72 = 11,468 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,468 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1,54 \quad M_a^s = 5,765 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,71$$

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \beta_1 = 0,877 \quad \text{et} \quad K = 25,65, \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,765 \times 10^3}{1,54 \times 0,877 \times 18} = 237,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 237,14 / 25,65 = 9,245 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.245 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{20}{310} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \times \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{1}{10} \times \frac{5.26}{7.42} = 0.07 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \times \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0.010 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure
1HA14

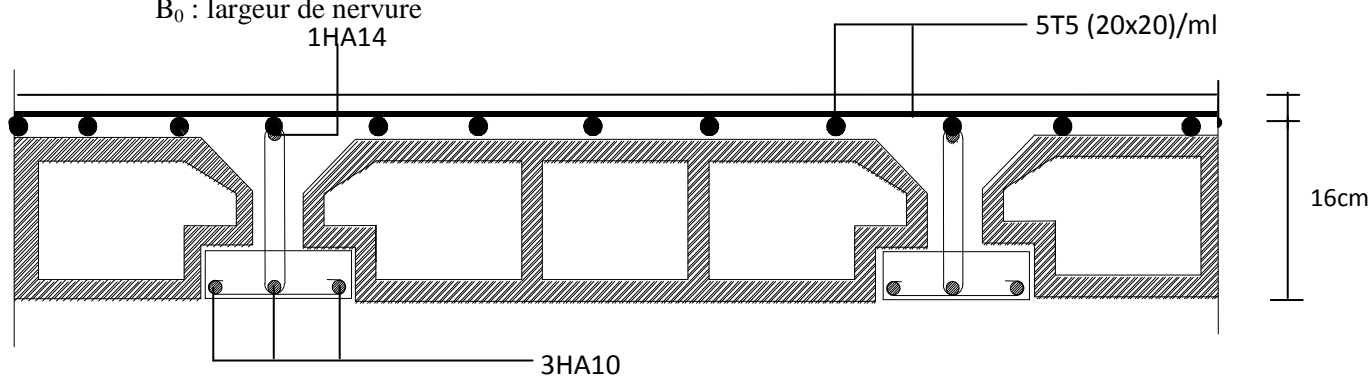


Fig.III.13. Plan de ferrailage du plancher

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS

III-2. LES ESCALIERS:

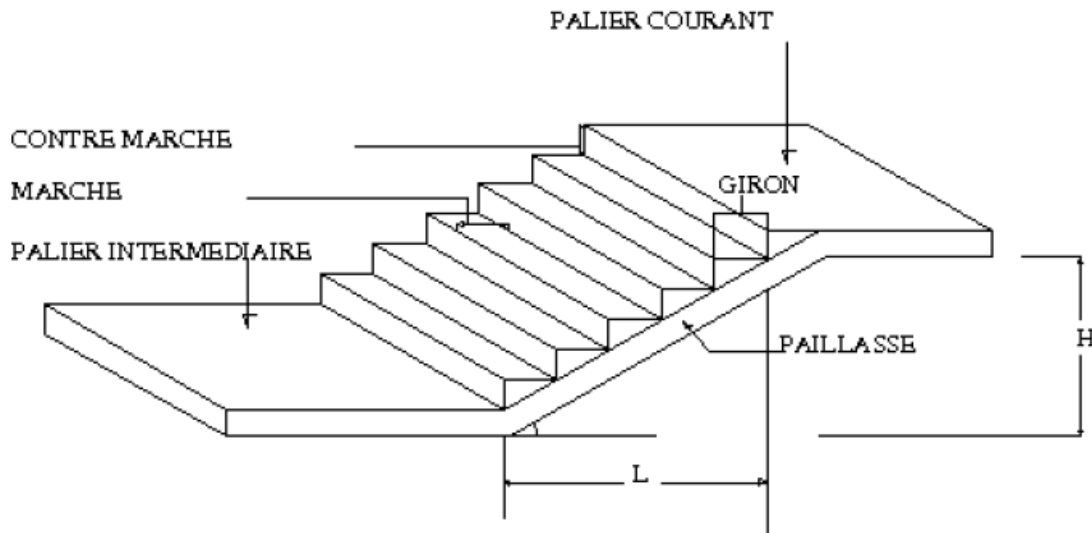
Définition :

Les escaliers sont des éléments constitué d'une sécession de gradin, qui permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis a leurs poids propre et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

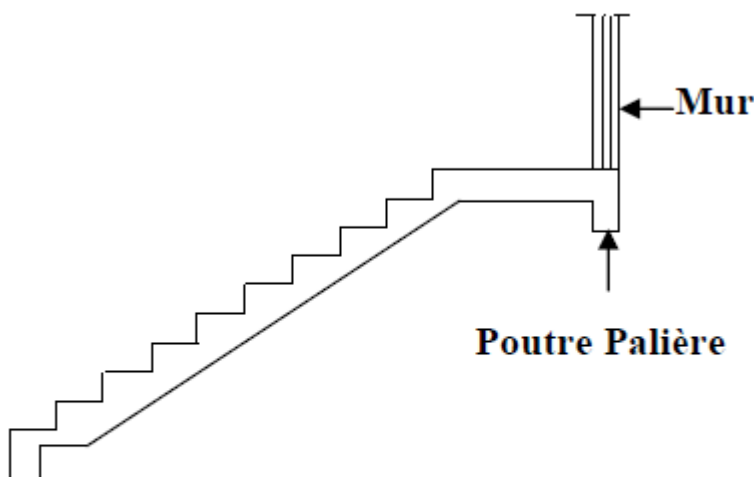
Mon projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Un escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires pour le RDC.
- Un escalier à 2 volées a palier intermédiaire pour les autres niveaux.



- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varie de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.



I)- Escalier à deux volets :

I)-1)- Dimensionnement :

D'après la formule de BLONDEL on à : $59 \leq g + 2h \leq 66(cm)$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17cm$

$$59 \leq g + 2h = 64 \leq 66(cm)$$

$$25 \leq g \leq 30$$

$$g = 30cm$$

$$H = 153cm \text{ et } h = 17cm$$

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches.}$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

L'emmarchement est de 1.30 cm.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

La longueur de ligne de foulée:

$$l = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$$

Raideur « r » : la raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur à 1. $r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56$ $r \leq 1$

⇒ **Condition vérifiée.**

Dimensionnement de la paillasse

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés,

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

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

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0,63$$

$$\text{donc } \alpha = 32,52$$

$$\text{Alors } L' = \frac{2,40}{\cos(32,52)} + 1,20 = 4,05$$

$$14 \leq e_p \leq 21$$

$$\text{Donc } e_p = 20cm$$

Conclusion : j'opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20cm$

5)-3)- Chargement :

Le calcul de la charge revenant aux escaliers se fait en flexion simple pour 1ml d'emmarchement et 1ml de projection suivant l'horizontale

La volée :

Chargement	Poids volumique (KN / m³)	Surface pour 1 ml (m²)	La charge (KN / ml)

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS

Poids propre de la palliasse	25	$\frac{1 \times 0,20}{\cos 32,52}$	5,93
Poids propre des marches ($e = 17cm$)	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,125
Carrelage horizontal ($e = 1cm$)	20	$1 \times 0,01$	0,20
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Carrelage vertical ($e = 1cm$)	20	$1 \times 0,01$	0,20
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$1 \times 0,02$	0,20
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		10,09

Le palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m³)	Surface pour 1 ml (m²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,20$	5,00
Carrelage ($e = 1cm$)	20	$1 \times 0,01$	0,20
Mortier de pose ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,20
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$1 \times 0,02$	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		6,2

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR B.C. 2.2 : $Q = 2,5KN/ml$.

La volée :

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_1 = 1,35 \times 10,09 + 1,5 \times 2,5 = 17,34KN/m$$

Le palier :

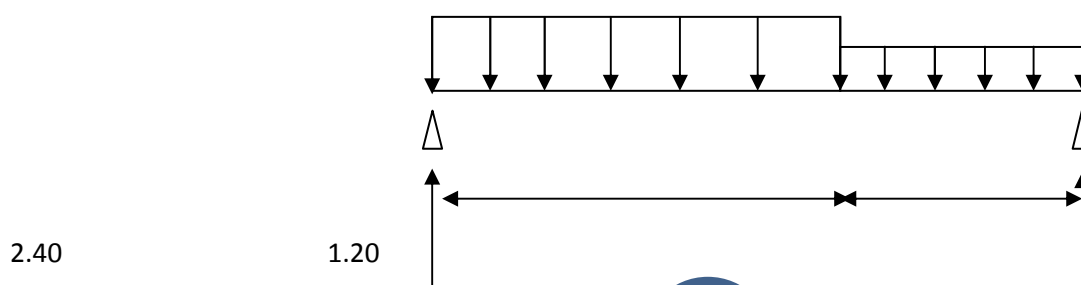
$$q_2 = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_2 = 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5 = 12,12KN/m$$

2)- Etude de la paillasse :

$$q_{u1} = 17,34KN/m$$

$$q_{u2} = 12,12KN/m$$



$R_A \quad R_B$

Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 17,34 \times 2,4 + 12,12 \times 1,20 = 56,16 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow R_a \times 3,60 - 17,34 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,20\right) - 12,12 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2}\right) = 0$$

$$R_a = \frac{17,34 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,20\right) + 12,12 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2}\right)}{3,60}$$

$$R_a = 30,17 \text{ KN}$$

$$R_b = 56,23 - 30,22 = 26,00 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_a = 30,17 \text{ KN}$$

$$R_b = 26,00 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

pour $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -8,67x^2 + 30,16x$$

$$x=0 \rightarrow M_z=0$$

$$x=2,4 \rightarrow M_z=22,45 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -17,34x + 30,16$$

$$M_1(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_Y=30,16 \text{ KN}$$

$$X=2,4 \rightarrow T_Y=-11,46 \text{ KN}$$

$$A \quad x=1,74 \quad M_z=26,23 \text{ KN.m}$$

Pour $0 \leq x \leq 1,20$:

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -6,06x^2 + 26,00x$$

$$x=0 \rightarrow M_z=0 \text{ KN.m}$$

$$x=1,20 \rightarrow M_z=22,47 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = 12,12x - 26,00$$

$$x=0 \rightarrow T_Y=-26,00 \text{ KN}$$

$$x=1,20 \rightarrow T_Y=-11,46 \text{ KN}$$

PS : on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 26,23 = 22,30 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 26,23 = -7,87 \text{ KN.m}$$

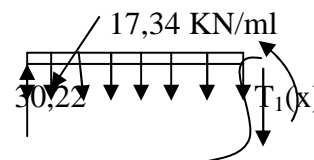
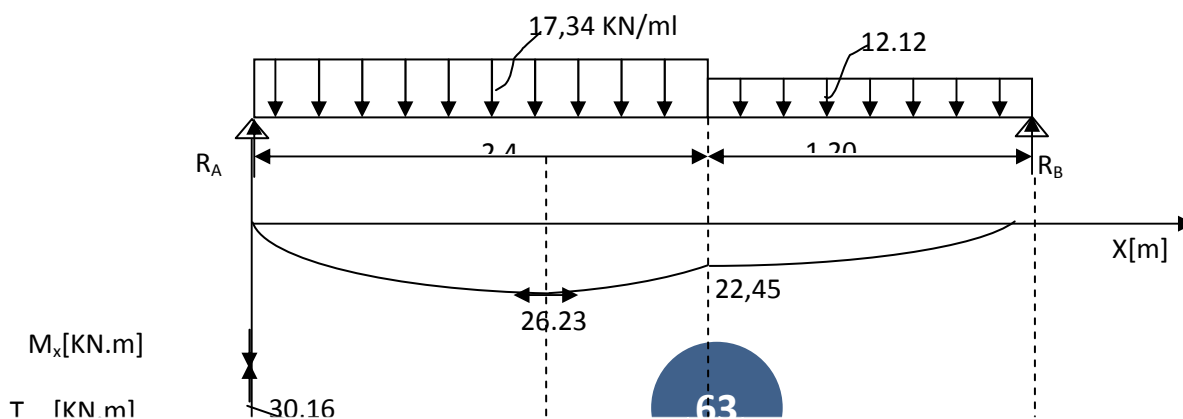


Diagramme des efforts internes

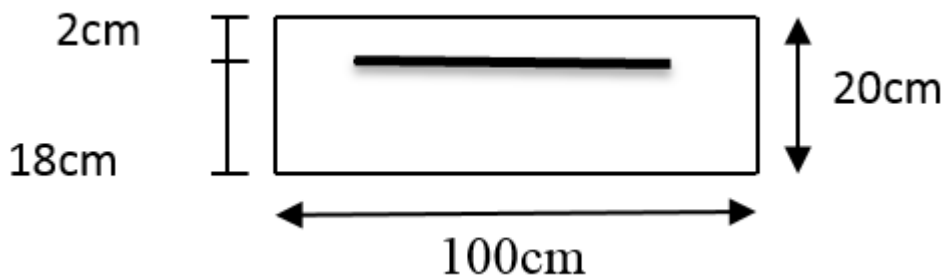


FigIII-22 Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres (ELU)

I)-3)- Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

$b=1\text{m}=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=18\text{cm}$



Sur appuis : $M_a = 7,89 \text{ KN.m}$

Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,87 \cdot 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,017 \Rightarrow \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right. \quad \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,87 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 12$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 3.92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10 \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm}.$$

b) En travée

♣ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,30.10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,048 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,975$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,048 \Rightarrow \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA} \\ \mu_l = 0,392 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,30.10^3}{0,973.18.348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 12$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 3,92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 10 \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm}.$$

D. Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.18.\frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3,92 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} \text{ Avec : } T_{U\max} = 30,19 \text{ KN}.$$

$$\tau_U = \frac{30,16}{1,0,2} = 150,8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 150,8.10^{-3} \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_U = 150,8.10^{-3} \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_{U\max}}{0,9.d.\sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n.\pi.\phi = 5.(3,14).10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{30,16.10^3}{0,9.180.157} = 1,18 \text{ MPa}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,18 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$.

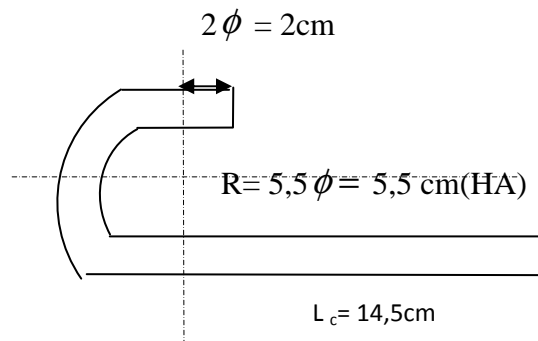
Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm}$

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,50 \text{ cm}$

Par exemple : Pour $\phi = 1,0 \text{ cm}$



❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

✓ Dans le béton : (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1.313)

$$\overline{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 18}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{V}_u = 1080 \text{ KN} \\ V_u = T_u = 30,16 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \overline{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les aciers : (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1.321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left(30,16 \times 10^{-3} - \frac{7,87 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,000053 < 0$$

➤ Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

❖ Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales :

$$S_{tmax} = \min\{3h|33cm\} = \min\{3 \times 20cm|33cm\} = \min\{60cm|33cm\}$$

$$S_{tmax} = 33cm$$

On a l'écartement des barres en appuis (5HA12) et en travée (5HA12)

$S_t = 20\text{ cm}$ et 20 cm respectivement.

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ donc la condition est vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{tmax} = \{4h|45cm\} = \min\{4 \times 20|45cm\} = \min\{80|45cm\}$$

$$S_{tmax} = 45cm$$

On a l'écartement des barres de répartition $S_t = 20\text{ cm}$ (4HA10)

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ condition vérifiée}$$

II)-1)- Vérification a l'ELS :

a)- Combinaison de charge a l'ELS :

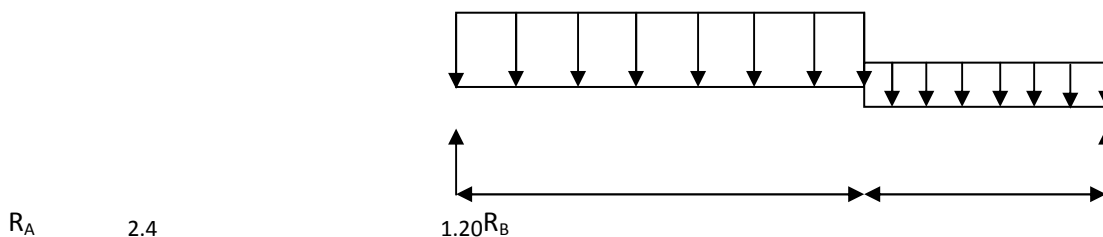
ELS : $(G+Q) \times 1ml$

-Volée : $q_{sv} = (10,09+2,5) \times 1ml = 12,59\text{ KN/ml}$

-Palier : $q_{sp} = (6,2+2,5) \times 1ml = 8,7\text{ KN/ml}$

$$q_{s1} = 12.59\text{KN/m}$$

$$q_{s2} = 8.7\text{KN/m}$$



A. Calcul des efforts internes :

❖ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$12,59 \times 2,40 + 8,7 \times 1,20 = R_A + R_B$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 3,60 - 12,59 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,20 \right) - 8,7 \times 1,20 \left(\frac{1,20}{2} \right) = 0$$

$$\text{Donc; } R_A = 21,88\text{KN}$$

$$; R_B = 18,78\text{KN}$$

Calcul des efforts internes

pour $0 \leq x \leq 2,4m$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow M(x) = -6,29 x^2 + 21,88x$$

$$x=0 \quad M_z = 0\text{ KN.m}$$

$$x=2,4 \quad M_z = 16,28\text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -12,59 x + 21,88$$

$$x=0 \Rightarrow T_Y = 21,88 \text{ KN}$$

$$x=2,4 \Rightarrow T_Y = -8,34 \text{ KN}$$

$$\text{à } x = 1,74 \text{ m} \Rightarrow M_{z\max} = 19,03 \text{ KN.m}$$

Pour $0 \leq x \leq 1,20$:

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -4,35 x^2 + 18,78x$$

$$x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x=1,20 \quad M_z = 16,27 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = +8,7 x - 18,78$$

$$x=0 \Rightarrow T_Y = -18,78 \text{ KN}$$

$$x=1,20 \Rightarrow T_Y = -8,34 \text{ KN}$$

PS : on multiplie $M_{z\max}$ par des coefficients réducteurs en appuis et en travée pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

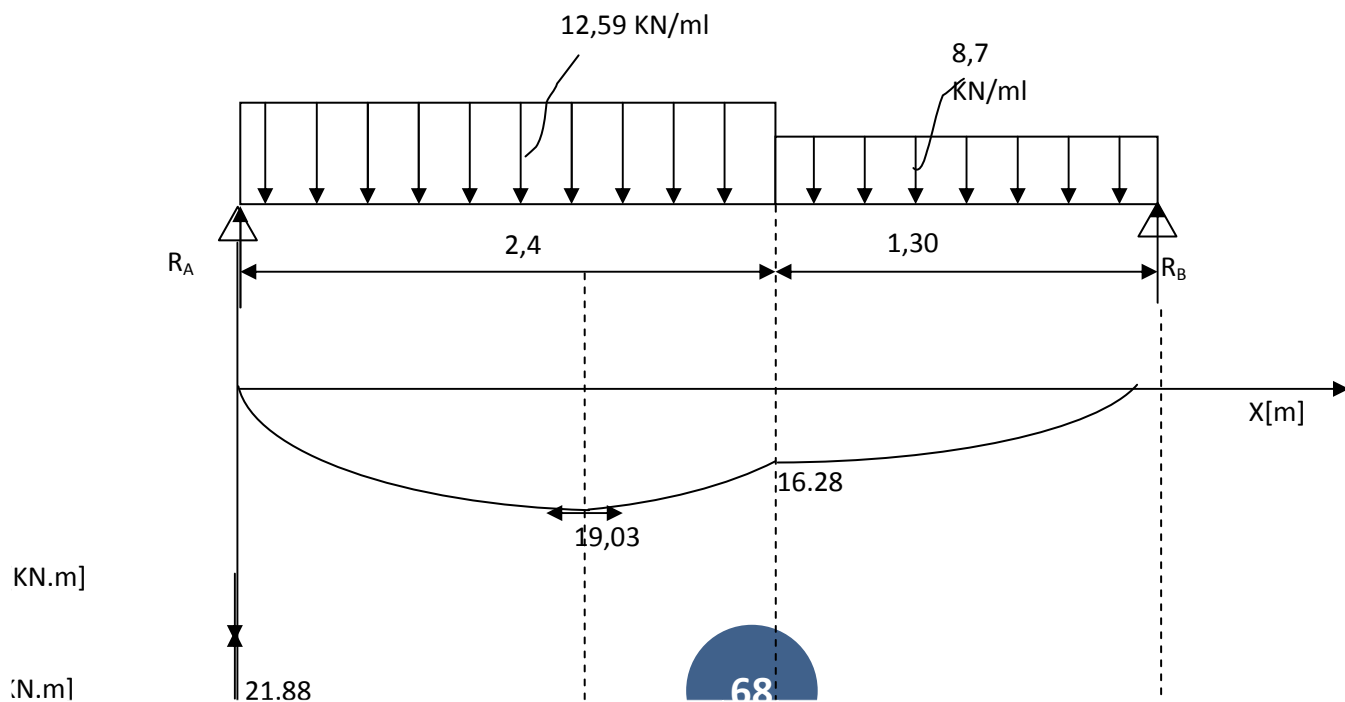
En travée :

$$M_t = 0,85.M_{z\max} = 0,85 \times 19,03 = 16,17 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3.M_{z\max} = -0,3 \times 19,03 = -5,71 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes



figIII-23 Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastre

c)- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d)- Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée :

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en

fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \rho = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 18}$$

$$\rho = 0,314$$

$$\rho=0,314 \Rightarrow k_1=41,96 \Rightarrow \beta_1=0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16,17 \cdot 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \cdot 10^2} = 174,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{174,34}{41,96} = 4,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \rho = \frac{100 \cdot 5,65}{100,18}$$

$$\rho=0,314 \Rightarrow k_1=41,96 \Rightarrow \beta_1=0,912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5,71 \cdot 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \cdot 10^2} = 61,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{61,56}{41,96} = 1,47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,47 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

☞ rapport Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

• **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=3,75m

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } \frac{h}{L} = \frac{20}{429} = 0.046 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_{palier}^s) = q_v^s = 12,59 \text{ KN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18$$

$$S_{xx} = 21525,5 \text{ cm}^3$$

B₀ : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5,65)$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,33 = 9,67 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

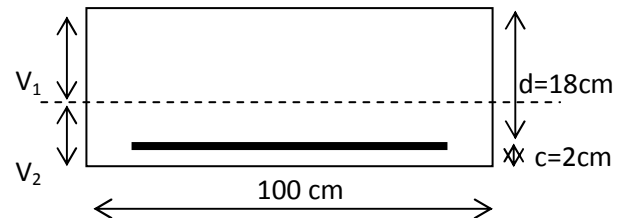


Figure III-41

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} ((10,33)^3 + (9,67)^3) + 15 \times 5,65(9,67 - 2)^2$$

$$I = 71870,22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,59 \times 10^3 \times (3,60)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 71870,22 \times 10^{-8}} = 3,5 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,35 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f = 0,35 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

III. Calcul de la poutre palière :

III-1.Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux ?

III-6-2. Dimensionnement :

$L = 4,20 \text{ m}$, Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm.}$$

A priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 35 \text{ cm}$

2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 14 \text{ cm} < b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de **RPA** on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-2.Détermination des charges et surcharges :

a)- Calcul des charges et surcharges revenants a la poutre :

Poids propres de la poutre = $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre a l'ELU : $R_b = 26,01 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre a l'ELS : $R_b = 18,78 \text{ KN/ml}$

III-3. Combinaison des charges et surcharges:

A l'ELU : $q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \cdot 2,625 + 26,01 = 29,55 \text{ KN/ml.}$

$$q_u = 29,55 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS : $q_s = G + R_B^S = 2,625 + 18,78 = 21,405 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = 21,405 \text{ KN/ml.}$$

III-6-5. Schémas statiques:

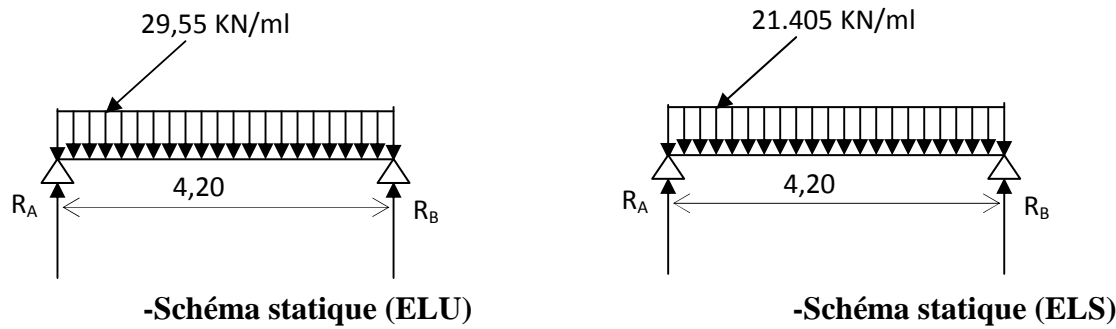


Figure. III-54 : Schéma statique de la poutre palière

1. A l'ELU :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{29.55 \cdot 4.20}{2} = 62.05 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{29.55 \cdot (4.20)^2}{8} = 65.05 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 0.85 \times 65.05 = 55.29 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \cdot M_{\max} = -0.3 \times 65.05 = -19.51 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{29.55 \times 4.20}{2} = 62.05 \text{ kN}$$

2. A l'ELS :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{21.4 \cdot 4.20}{2} = 44.94 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{21.4 \cdot (4.20)^2}{8} = 47.18 \text{ kN.m}$$

Moments corrigés :

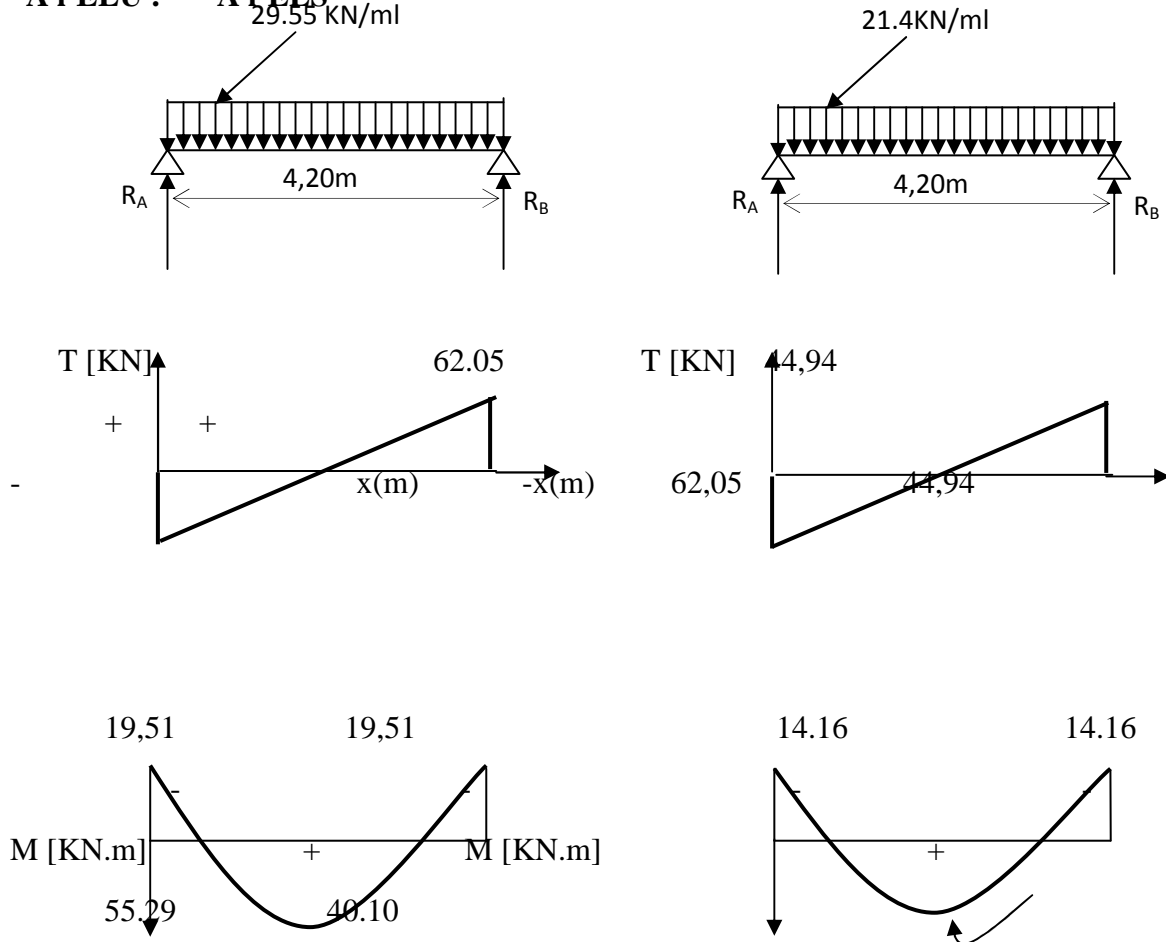
En travée : $M_t = 0.85 \cdot 47.18 = 40.10 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3.47.18 = -14.16 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_s^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{21.4 \times 4,20}{2} = 44,94 \text{ KN}$$

***A l'ELU : * A l'ELS**



-Figure III-55: Les diagrammes des efforts internes

III-4 Ferrailage :

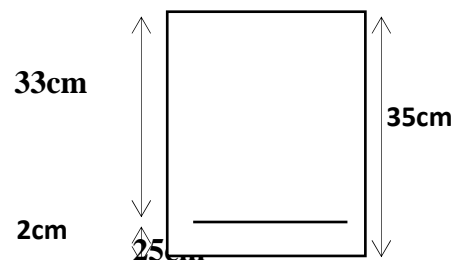
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.29 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14.2} = 0,12$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.29 \times 10^3}{0,936 \times 33 \times 348} = 5,14 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$. -Aux appuis:



$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,51 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$u_b = 0,042 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,51 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III-5. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.33.30 \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 6,03 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

a. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99 Art.5.1.2.1) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{62.05.10^3}{0,3 \times 0,33.10^6} = 0,626 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 62.05 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 62.05 \text{ KN} \leq 774.78 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(62.05 + \frac{19,51}{0,9.0,33} \right) = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,360 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3,14(4 \times 10) = 125,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{62.05 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 125,6} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99 Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} > b = 35 \text{ cm}$$

Soit **Ls=49cm**

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA au travée et aux appuis est :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$$

Soit un crochet de 20cm.

g. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{25}{10}, 1,4 \right\} = 1 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 10mm

h. Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

$$-St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 30} = 113 \text{ cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \cdot 3,39 \cdot 400}{30(0,811 - 0,3 \times 2,1)} = 186 \text{ cm}$$

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$-St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \right\} = 8,75 \text{ cm.}$$

Soit $S_t \leq \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}; S_{t4}\} = 8,75\text{cm}$.

$S_t = 8\text{cm}$.

Zone courante:

$$S_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}.$$

Soit $S_t \leq \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}; S_{t5}\} = 17,5\text{cm}$.

$S_t = 17,5\text{cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003.17,5.30 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-6. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 44,94\text{KN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 40.10\text{KN.m}$$

$$M_a = -14.16\text{KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

❖ Etat limite de compression dans le béton :

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

○ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0.412 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \Rightarrow K = \frac{1}{32,02} = 0.031 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.16 \times 10^3}{0,902 \times 33 \times 3,14} = 148,4\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,031 \times 148,4 = 4,6 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,06}{30 \times 33} = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 25 \Rightarrow \kappa = 0,04 \\ \beta_1 = 0,875 \end{cases}$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{40.1 \times 10^3}{0.875 \times 33 \times 6.15} = 221.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :** $\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.04 \times 221.25 = 8.85 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$
Condition vérifiée.

❖ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 > \frac{40.10}{10(47.18)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.89}{30 \times 30} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche ;

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_{palier}^s) = q_v^s = 29.55 \text{ KN / ml}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (35)^2}{2} + 15 \times 6.06 \times 33$$

$$S_{xx} = 64294.25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 35) + (15 \times 6.06)$$

$$B_0 = 3592.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{64294.25}{3592.25} = 17.90 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 17.90 = 17.1 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} ((17,9)^3 + (17,1)^3) + 15 \times 6,15 (17,1 - 2)^2$$

$$I = 378885,59 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{29.55 \times 10^3 \times (4,20)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 378885,59 \times 10^{-8}} = 2,86 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,28 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

$$f = 0,28 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

III-3. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

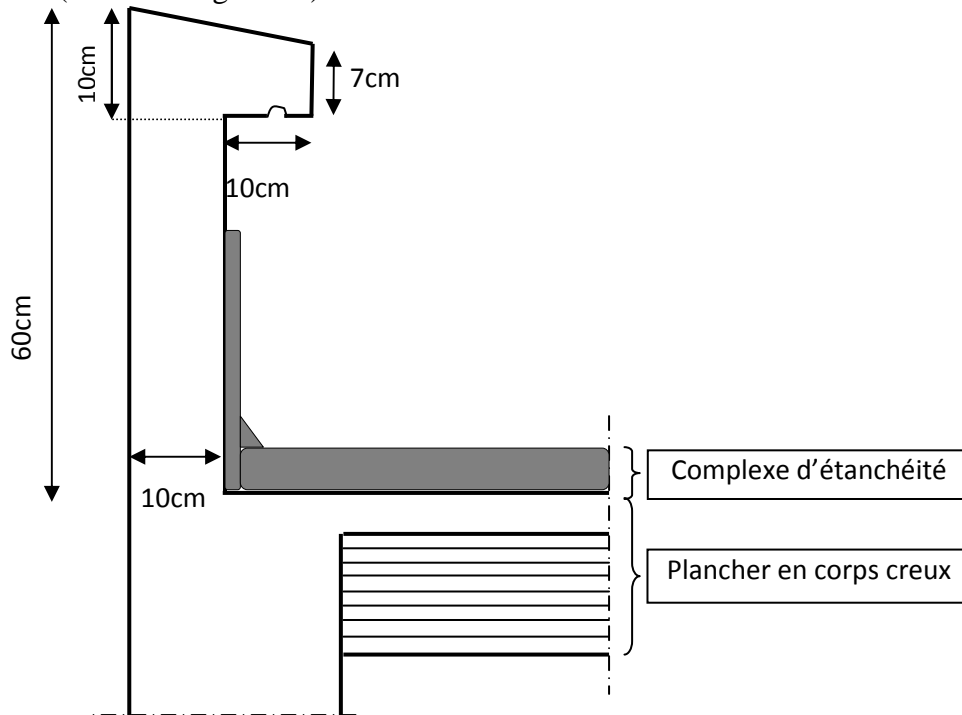


Figure. III-1 : Coupe transversale de l'acrotère

III-1-1. Schéma statique de l'Acrotère :

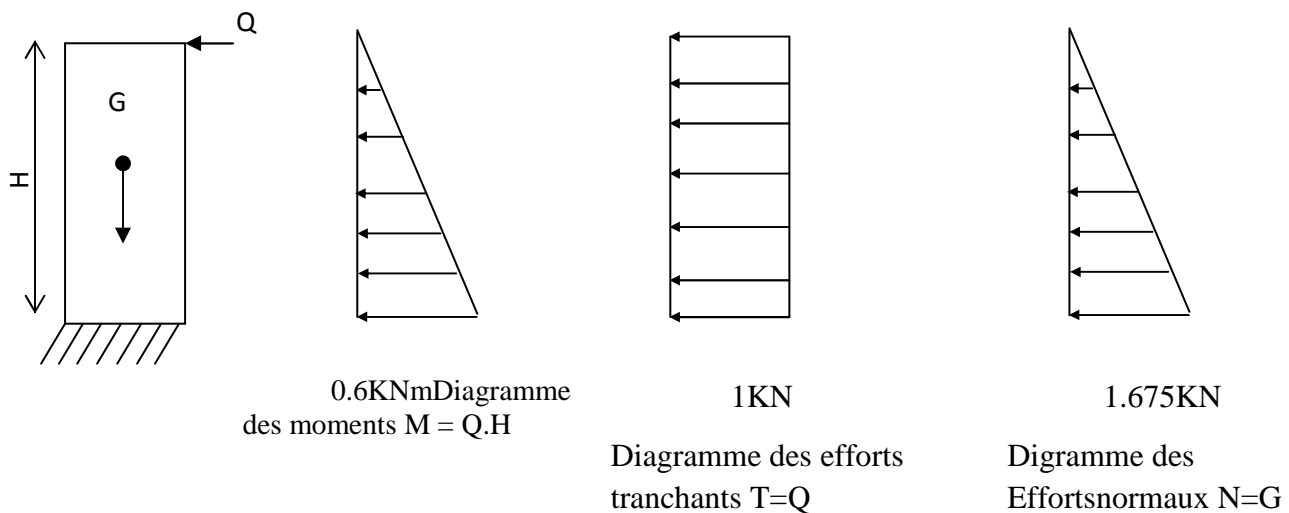


Figure. III -2 : Diagrammes des efforts internes.

III-1-2. Dimensions de l'Acrotère :

- Largeur = 100 cm.
- Hauteur = 60 cm.
- Epaisseur = 10 cm.

III-1-3. Les sollicitations :

Leurs déterminations se font pour une bande de **1 m de largeur**.

III-1-3-1. Inventaire des charges :

- Poids propre « G » :

$G = \rho \times S$ avec : ρ : masse volumique du béton

S : section de l'acrotère

$$G = 2500 \left[\frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 167,5 \text{ kg/ml.}$$

$$G = 1,675 \text{ kN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation « Q » :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

III-1-3-2. Les efforts internes :

❖ Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1 \text{ m} = 1,675 \text{ kN.}$$

❖ Effort normal dû à la main courante « Q » :

$$N_Q = 0 \text{ kN.}$$

➤ Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :

$$M_G = 0 \text{ kg.m}$$

➤ Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

✓ Effort tranchant dû au poids propre « G » :

$$T_G = 0 \text{ kN}$$

✓ Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ m} = 1,00 \text{ kN}$$

III-1-4. Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :

ELU :

La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times MQ = 1,50 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN.m}$

ELS :

La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,675 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1,00 \text{ KN}$

Moment de renversement : $M_s = MQ = 0,60 \text{ KN.m}$

II-1-5. Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminer en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur ($h=10\text{cm}$) et de largeur ($b=100\text{cm}$) soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

-rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul.
 - Soit un effort normal "N" excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.
- Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

III-1-5-1. Calcul à l'ELU :

III-1-5-1-1. Calcul de l'excentricité :

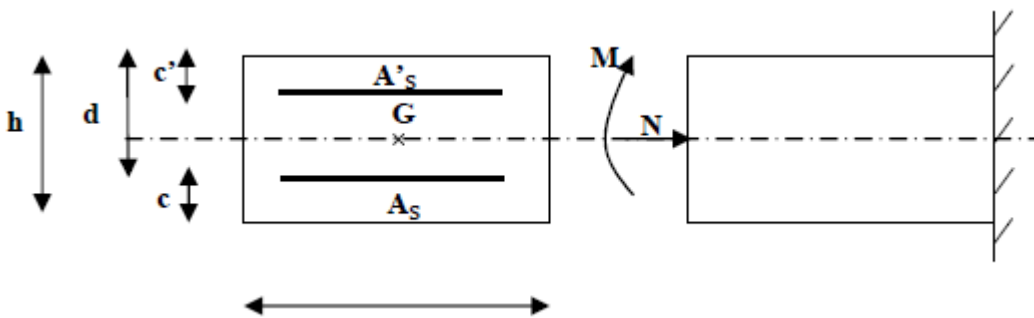


Figure. III-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

On a :

h : épaisseur de la section

c et c' : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibres extrêmes du béton

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CGG des armatures tendues

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398\text{m} = 39,8\text{cm}$$

Avec : M_u : moment dû à la compression $h=0,1\text{m}$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}=3\text{cm}.$$

$y = \left(\frac{h}{2} - c\right) \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc notre section est partiellement comprimée (S.P.C)

-Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif M_f . Puis recalculer la section sous un moment réel en diminuant la portion (N_u/f_{su}) d' A_f due au moment fictif, N_u c'est l'effort de compression.

Avec :

C_p : Position du centre de pression.

g : La distance du centre de gravité des armatures tendues jusqu'au centre de pression.

III-1-5-1-2. Calcul en flexion simple :

-Moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,261 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 0,968$$

$$M_f = 0,968 \text{ KN.m}$$

-Moment réduit μ_u :

On a $M_f = 0,968 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{0,968 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,0106 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$\mu_u = 0,0106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$, d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{0,968 \cdot 10^3}{0,994 \cdot 8 \cdot (400/1,15)} = 0,350 \text{ cm}^2. \quad A_f = 0,350 \text{ cm}^2.$$

III-1-5-1-3. Armatures réelles en flexion composée (A_s) :

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{f_{su}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{f_{su}} = 0,350 - \frac{2,261 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,285 \text{ cm}^2$$

Et

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc. , ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

III-1-5-2. Vérification :

III-1-5-2-1. Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2) :

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers (f_e).

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_u - 0,455 \cdot d}{e_u - 0,185d} \right]$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} \left[\frac{39,8 - 0,455 \times 8}{39,8 - 0,185 \times 8} \right]$$

$$A_{\min} = 0,911 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_{\min}$.

Donc on adoptera une section $A_s = A_{\min} = 0,911 \text{ cm}^2$

Soit :

$A_s = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1,413 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Mais comme les aciers HA6 ne sont pas disponible sur le marché
On prend : $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0,353 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

III-1-5-2-2. Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4.5.3).

Soit :

$$St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm} \}$$

On a :

$$20 \text{ cm} \leq \min \{20 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art. 5.1.1) :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU avec : $V_u = 1,5.T_q = 1,5.1 = 1,5 \text{ KN}$

b : Largeur de la bande considérée

d : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1,5}{1.0,08} = 18,75 \text{ KN/m}^2 = 0,0187 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

III-1-5-2-4. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 12,56 \cdot 10^4} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,166 \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-5. Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 21 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,219 \text{ cm}$$

Soit : L_s = 30 cm.

III-1-5-2-6. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

a/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

(BAEL 91 révisé 99-Art.4.5.2) .

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,253 \Rightarrow \beta = 0,920$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,920) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 40,55 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\implies \sigma_{bc} = 0,85 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

b/ Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier :

[Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}, \quad \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 40,55 \text{ MPa}, \quad \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c/ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-7. Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tadmait Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

(Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas $C_p = 0,3$

W_p = Poids de l'élément considéré

$$W_p = G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,675 = 0,302 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,302 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Remarque :

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

III-1-5-2-8. Vérification de la section au flambement :

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{1.(0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2.l_0 = 2.H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

Remarque:

dans notre cas la vérification par rapport au flambement n'est pas nécessaire puisque la hauteur de notre acrotère ne dépasse pas **60cm**.

III-1-6.Conclusion :

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-5HA8/ml = $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ comme armatures principales pour chaque nappe.

-5HA8/ml = $2,51\text{cm}^2/\text{ml}$ comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement $St = 20\text{cm}$

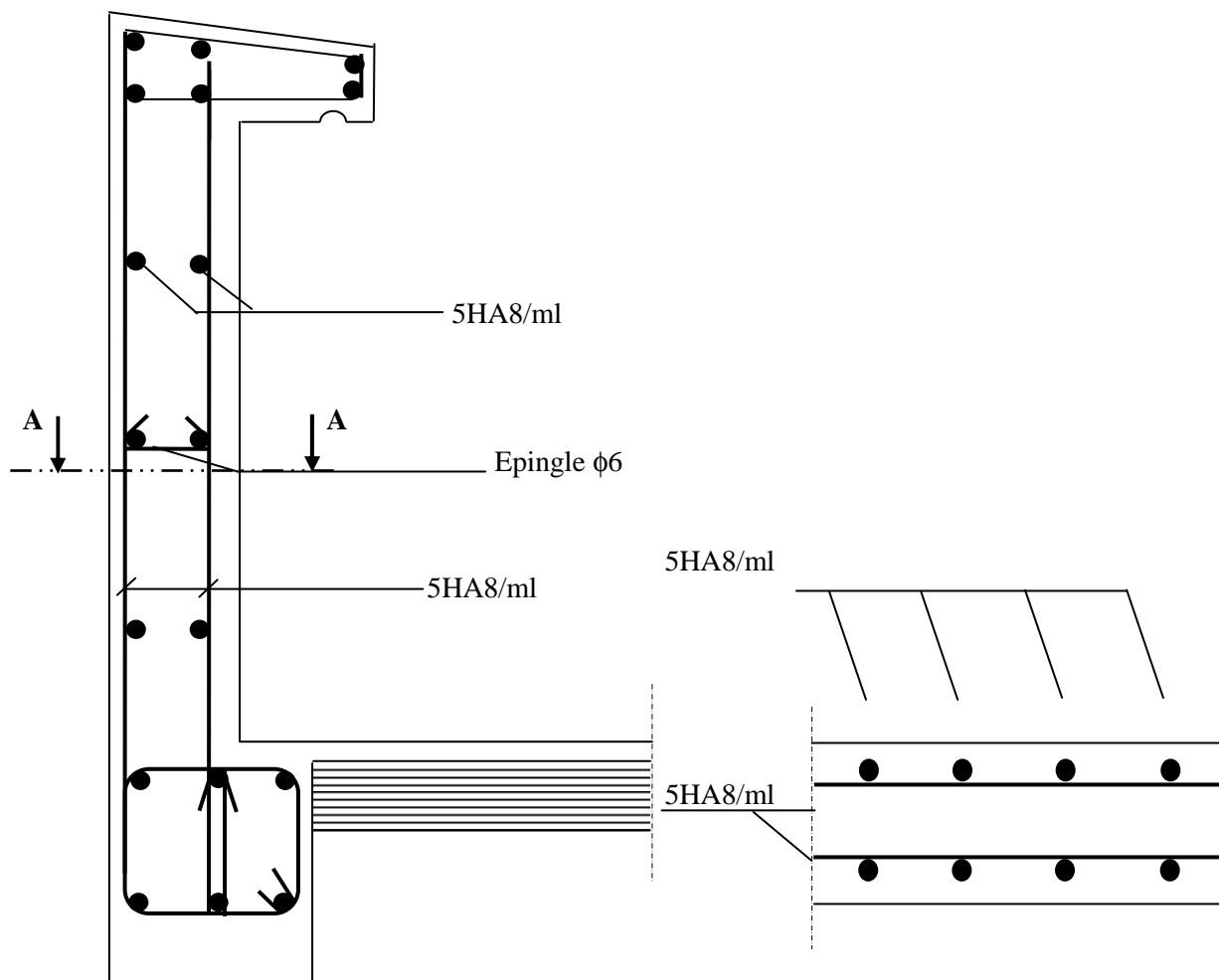


Figure. III-5 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III.4. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

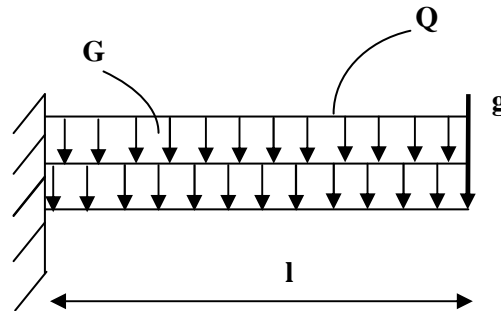


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

Avec :

- **G** : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement du balcon :

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

Le balcon est en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{115}{10} = 11.5 \text{ cm. on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.03	20	0.60
03	Couche de sable	0.03	22	0.66
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
05	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				5.61

- charges permanentes :

- **Tableau III.4.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.**

• Charge concentrée (garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			1,62

Tableau III.4.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

➤ Surcharge d'exploitation :

D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

III.4.3. Combinaisons de charges :

A l'ELU :

➤ Dalle:

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.82 \text{ KN/ml}$$

➤ Garde corps:

$$g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

➤ Dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.61 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.11 \text{ KN/ml}$$

➤ Garde corps :

$$g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU :

- moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12.83 \times (1.15)^2}{2} + 2.19 \times 1.15 = 11.002 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 12.83 \times 1.15 + 2.19 = 16.944 \text{ KN}$$

A l'ELS :

- moments fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{9.11 \times (1.15)^2}{2} + 1.62 \times 1.15 = 7.886 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_s = 9.11 \times 1.15 + 1.62 = 12.096 \text{ KN}$$

III-4-4) Ferrailage :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

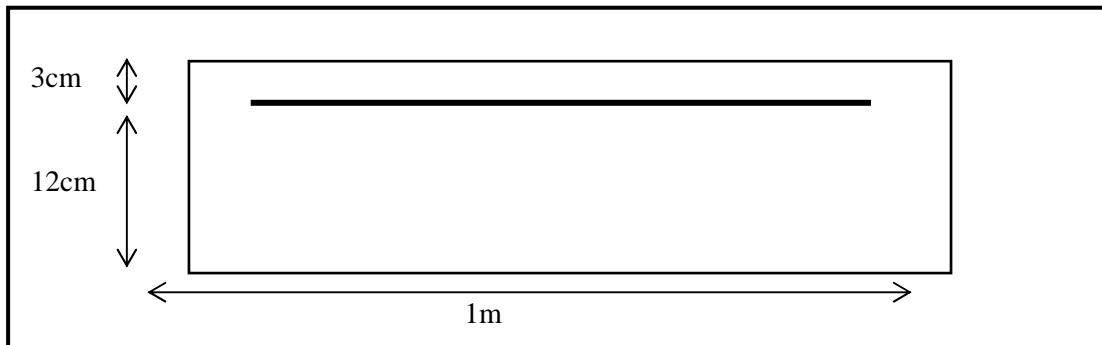


FIGURE.III.4.4. Disposition des armatures principales du balcon

a. Armature principal :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11.002 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.053$$

$\mu = 0.053 < \mu_l 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.053 \Rightarrow \beta = 0.973$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{11.002 \times 10^3}{0.973 \times 12 \times 348} = 2.707 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

a. Armature de répartition :

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

Soit : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

III-4-5) Vérifications des contraintes à l'ELU :

Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Vérification de la l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{16.944}{0.9 \times 12 \times 18.84} \times 10 = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91modifié 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{16.944}{100 \times 12} \times 10 = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99) :
 - Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-5) Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \cdot 12} = 0,471 \beta_1 = 0,05$$

$$\Rightarrow K_1 = 33,08$$

$$\Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,030$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{7,886 \times 10^6}{0,856 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 135,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,030 \times 135,88 = 4,07 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{115} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.063 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.13 > \frac{7.886}{10 \times 7.886} = 0.1 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

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

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

❖ Armatures principales : 5HA12 avec $S_t=20$ cm.

❖ Armatures secondaires : 5HA8 avec $S_t=20$ cm.

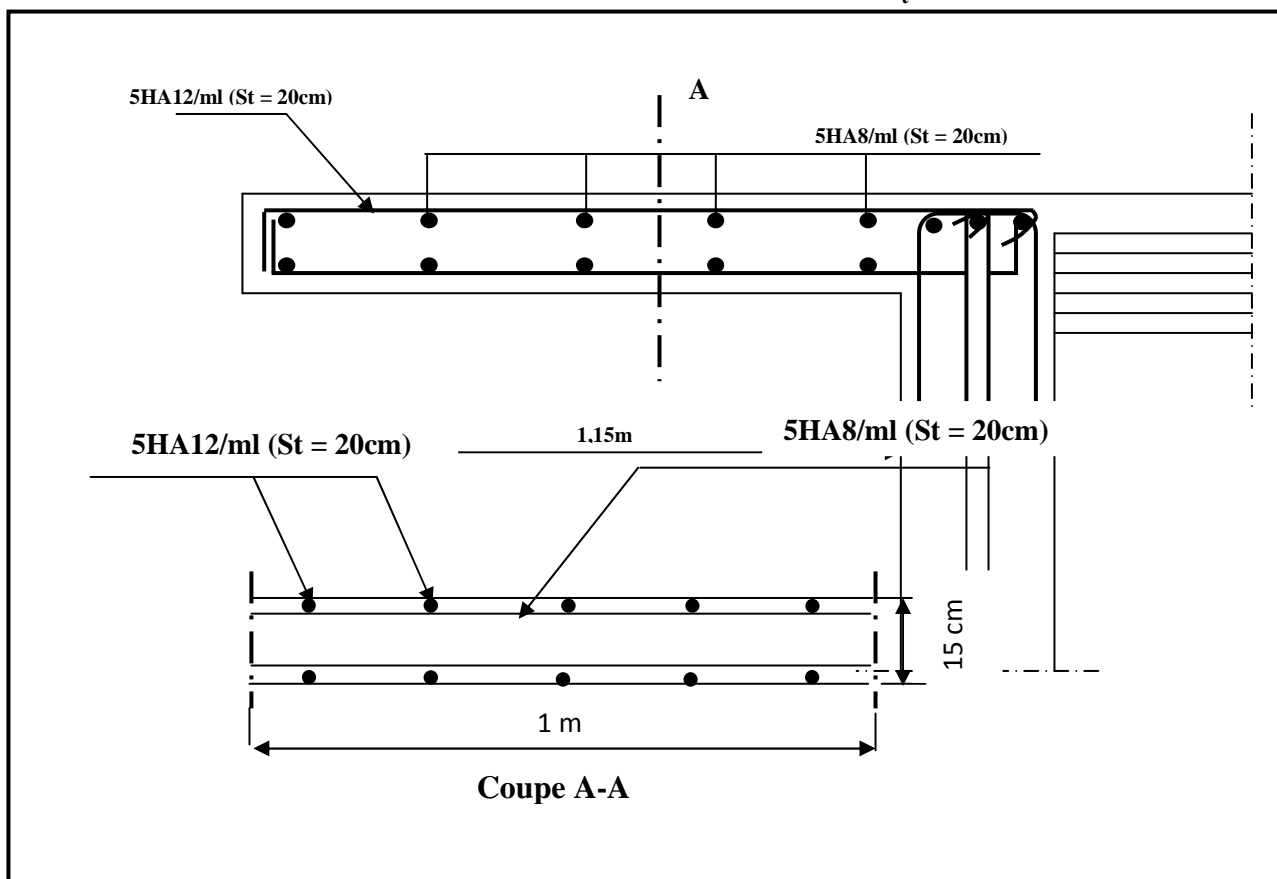


FIGURE.III.4.5.Schéma ferrailage du balcon

III-5. La salle machine

1)- Ascenseur :

L'ascenseur est appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

Le treuil de levage et sa poulie.

La cabine ou la benne.

Le contre poids.

La tour comprend deux cages d'ascenseurs, la surface de la cabine est de $(1,60 \times 1,60) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t et la Vitesse d'entraînement : $V = 1 \text{ m / s}$

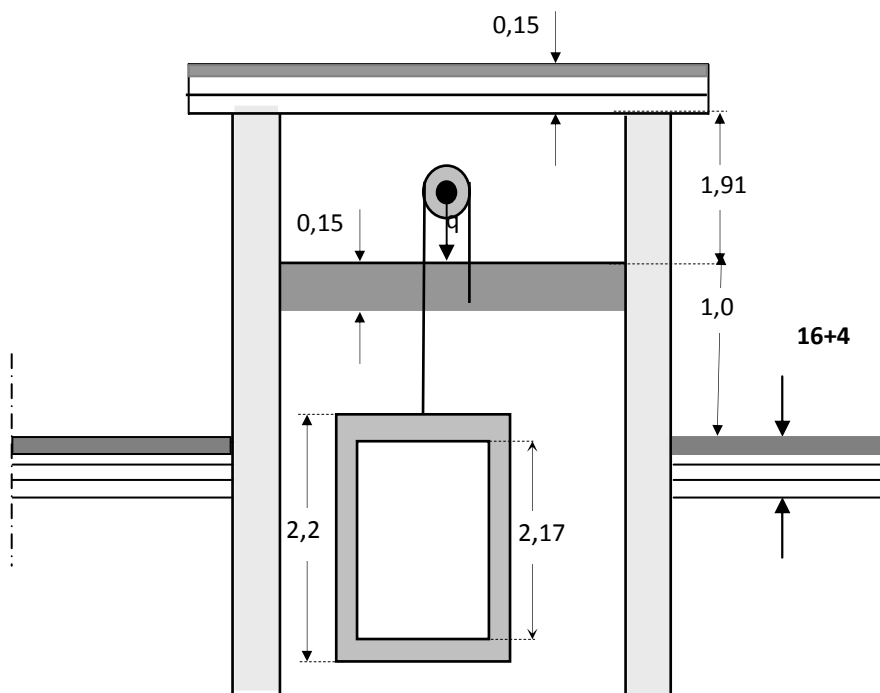


Figure III-28 : Schéma de l'ascenseur

Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose librement sur les pourtours est soumise à une charge localisée s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée dans notre cas la petite et la grande portée si la même.

On a :

$$L_x = l_y = 1$$

$$S = 2,56 \text{ cm}^2$$

Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

❖ Pré dimensionnement :

La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h »

$$h_t \geq l_x/30 = 160/30 = 5,33 \text{ cm.}$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « h_t » doit être au moins égale à 12cm.

On opte une épaisseur $h_t = 15\text{cm}$.

❖ Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

➤ Calcul de U et V :

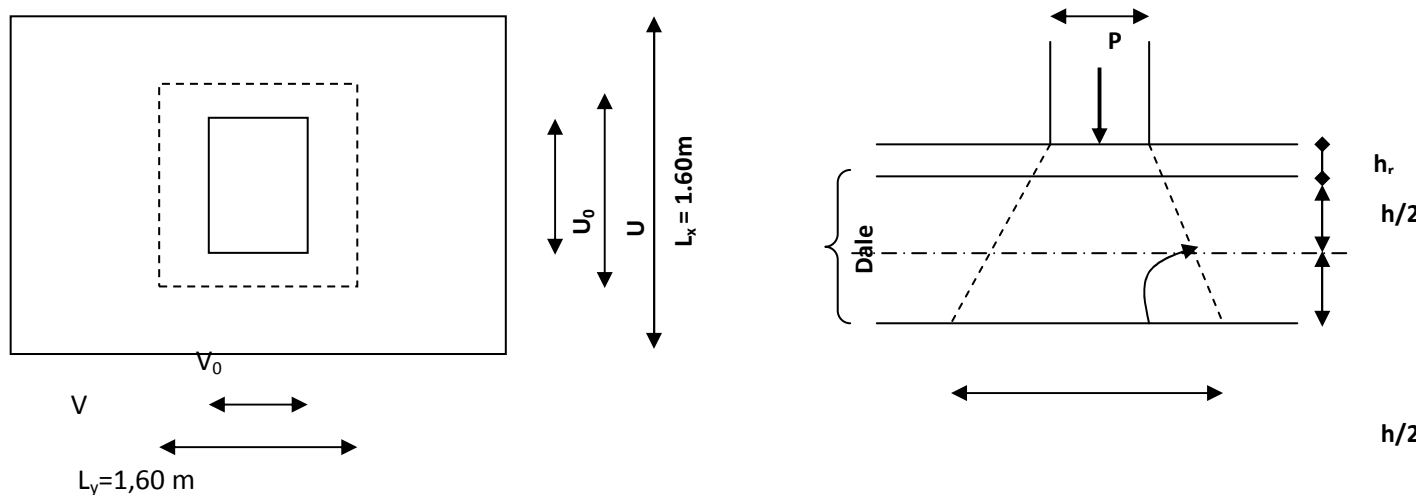


Figure III.29 : Schéma statique de la salle machine

Les côtés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à l_x et à l_y .

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV. Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1,00. \quad \longrightarrow 0,4 \leq \rho = 1,00 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a : $U = U_0 + e.k + h_0$

e : Epaisseur de revêtement (e = 5cm)

h₀ : Hauteur de la dalle pleine (h₀ = 15cm)

k : Revêtement aussi solide que le béton (k = 2)

U₀ = V₀ = 0,80m (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

$$U = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05\text{m}$$

$$V = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05\text{m}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson : ν = 0 → béton fissuré (ELU)

ν = 0,2 → béton non fissuré (ELS)

P : Intensité de la charge concentrée.

M₁ et M₂ : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{U}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,66 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,66$$

Pour déterminer M₁ et M₂, on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD)

✓ Pour ρ=1,00 on a

- ✓ Les moments au centre du panneau sont donnée par :
- ✓ Sens de la petite portée $l_x = M_x q l_x^2$
- ✓ Sens de la grande portée $l_y: M_y = \mu_y q l_y^2$
- ✓ ELU: $v = 0$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 1,00 \\ \mu_y = 1,00 \end{array} \right\} \mu_x = 0,0368$$

Poids de la dalle: $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/m}$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELU

$$M_{x1}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y1}^u = \mu_y \cdot M_{x1}^u$$

$$M_{x1}^u = 0,0368 \cdot 8,047 \cdot 1,60^2 = 0,758$$

$$M_{y1}^u = 1,0 \cdot 0,758 = 0,758$$

ELS: $v = 0,2$:

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 1,00 \\ \mu_y = 1,00 \end{array} \right\} \mu_x = 0,0442$$

$q_u = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELS :

$$M_{x1}^s = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y1}^s = \mu_y \cdot M_{x1}^s$$

$$M_{x1}^s = 0,0442 \cdot 5,85 \cdot 1,60^2 = 0,662$$

$$M_{y1}^s = 1,0 \cdot 0,662 = 0,662$$

Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = p \cdot (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = p \cdot (M_2 + v M_1)$$

Avec

v : Coefficient de POISSON M_1 et M_2 : Coefficient déterminé à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) etp des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 1,00$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,656$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,60} = 0,656$$

D'où (après interpolation) : $M_1 = 0,0727$; $M_2 = 0,0727$

ELU: $v = 0$

$$P_u = 1,35.P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{x2}^u = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0727 = 8,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^u = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0727 = 8,83 \text{ KN.m}$$

ELS: $v = 0,2$

$$P_u = P = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x2}^s = P_s.(M_1 + v . M_2) = 90.(0,0727 + 0,2 \times 0,0727) = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = P_s.(M_2 + v . M_1) = 90.(0,0727 + 0,2 \times 0,0727) = 7,85 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments:

ELU:

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 0,758 + 8,83 = 9,588 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 0,758 + 8,83 = 9,588 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 0,662 + 7,85 = 8,512 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 0,662 + 7,85 = 8,512 \text{ KN.m}$$

❖ **correction des moments:.**

Remarque:

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,521 = 7,243 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,521 = 7,243 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,521 = 2,556 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,521 = 2,556 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,556 \times 10^3}{100.(13)^2.14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d\sigma_s} = \frac{2,556 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8** = 2,51 cm² Avec : St = 20 cm

En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,243 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \xrightarrow{\text{SSA}} \beta = 0,985$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,243 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA8** = 2,51 cm² Avec : St = 20cm

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,556 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \xrightarrow{\text{SSA}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,556 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8** = 2,51 cm² Avec : St = 20 cm

En travées :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,243 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \xrightarrow{\text{S.S.A}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7,243 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8** = 2,51 cm² Avec : St = 20 cm

TABLEAU RECAPITULATIF :

zone	sens	M _u (KN.m)	μ_b	β	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _{tmax} (cm)
Appuis	lx	2,556	0,011	0,995	0,57	5HA8=2,51	20
	ly	2,556	0,011	0,995	0,57	5HA8=2,51	20
Travée	lx	7,243	0,03	0,985	1,62	5HA8=2,51	20
	ly	7,243	0,03	0,985	1,62	5HA8=2,51	20

--	--	--	--	--	--	--	--

❖ Vérification à L'ELU :

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right)$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \rho = 0,97$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,97)}{2} = 1,22 \text{ cm}^2$$

▪ Sens l_x :

Aux appuis : $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travées : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

▪ Sens l_y :

Aux appuis : $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travées : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Diamètre minimal des barres:

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq 150/10 = 15 \text{ mm} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

▪ Sens l_x :

Aux appuis : $S_t=20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$Condition vérifié

En travées : $S_t=20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$Condition vérifié

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis : $S_t=20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$Condition vérifié

En travées : $S_t=20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifié

➤ Vérification de non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$P_u \leq P_c = 0,045 \times \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;(aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

avec : μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (105 + 105) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121,5 \text{ KN} \\ P_c = 472 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow P_u \leq P_c \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(aucune armature transversale n'est nécessaire)

➤ Contrainte tangentielle

L'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (4) cotés est donné par les formules suivants :

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{p}{2u_0 + v_0} = \frac{121,5}{2 \times 0,8 + 0,8} = 50,63 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } v_u = \frac{p}{3u_0} = 50,63 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{53.10^3}{1000 \times 130} = 0,407 [\text{Mpa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,25 [\text{Mpa}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,129 \text{ MPa} \\ \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ La condition est vérifiée}$$

✓ Vérification à L'ELS :

❖ Moments engendrés par le système de levage :

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau :

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + v M_1) \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (ELS)} \quad \begin{matrix} M_1 = 0,0727 \\ M_2 = 0,0727 \end{matrix}$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1}^s = 90 (0,0727 + 0,2 \times 0,0727) = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90 (0,0727 + 0,2 \times 0,0727) = 7,85 \text{ KN.m}$$

❖ Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN}$$

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

$$\begin{matrix} \rho_x = 0,97 \mu_x = 0,0467 \\ v = 0,2 \mu_y = 0,954 \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} \text{(tableau de PIGEAUD)} \end{array} \right.$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2}^s = 0,0467 \times 5,85 \times (1,6)^2 = 0,699 \text{ KN.m} \\ M_{y2}^s = 0,954 \times 0,699 = 0,667 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 7,85 + 0,699 = 8,549 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7,85 + 0,667 = 8,517 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Correction des moments:

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

En travées :

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0,85 \cdot M_x^s = 0,85 \times 8,549 = 7,27 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 0,85 \cdot M_y^s = 0,85 \times 8,517 = 7,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{ax}^s = 0,3 \times M_x^s = 0,3 \times 8,549 = 2,56 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^s = 0,3 \times M_y^s = 0,3 \times 8,517 = 2,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens l_x :**

Aux appuis

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,556}{2,56} = 1$$

$$\mu_u = 0.011 \rightarrow \alpha = 0.0139$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 > \alpha = 0.0139 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,243}{7,27} = 1$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.038$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 > \alpha = 0,038 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens l_y :**

Aux appuis

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,556}{2,55} = 1$$

$$\mu_u = 0.011 \rightarrow \alpha = 0.0139$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 > \alpha = 0,0139 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.243}{7,24} = 1$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.038$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 > \alpha = 0,038 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

❖ Etat limite de fissuration (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable. aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Vérification de la flèche

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

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$a) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,094$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7,243}{20 \times 9,588} = 0,037$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,094 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,037 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{2}{fe} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,0019 < \frac{2}{fe} = 0,005 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ Sens x-x :

- Appuis : **5 HA8** = 2.51 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.
- Travée : **5 HA 8** = 2.51 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.

☞ Sens y-y :

- Appuis : **5 HA8** = 2.51 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.
- Travée : **5 HA 8** = 2.51 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.

III-3-2.Calcul des murs de la cage d'ascenseur :

Les cloisons de la cage d'ascenseur sont construites en voile, ils ne sont pas pris en considération dans l'étude sismique ni dans la modélisation de la structure, le seul effort qu'ils subissent est celui de leur poids propre, de la dalle plane et de l'ascenseur ainsi que la surcharge d'exploitation, pour cela ils sont considérés comme étant entièrement comprimés.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suite :

Sens XX :

Pour le lit inférieur : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.

Pour le lit supérieur : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.

Sens YY :

Pour le lit inférieur : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.

Pour le lit supérieur : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.

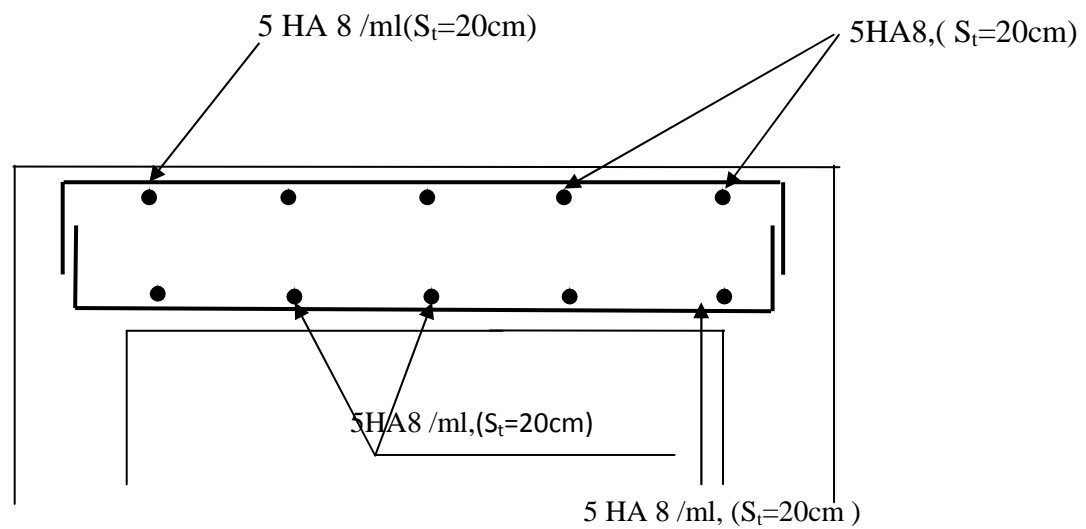


Figure III-30 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

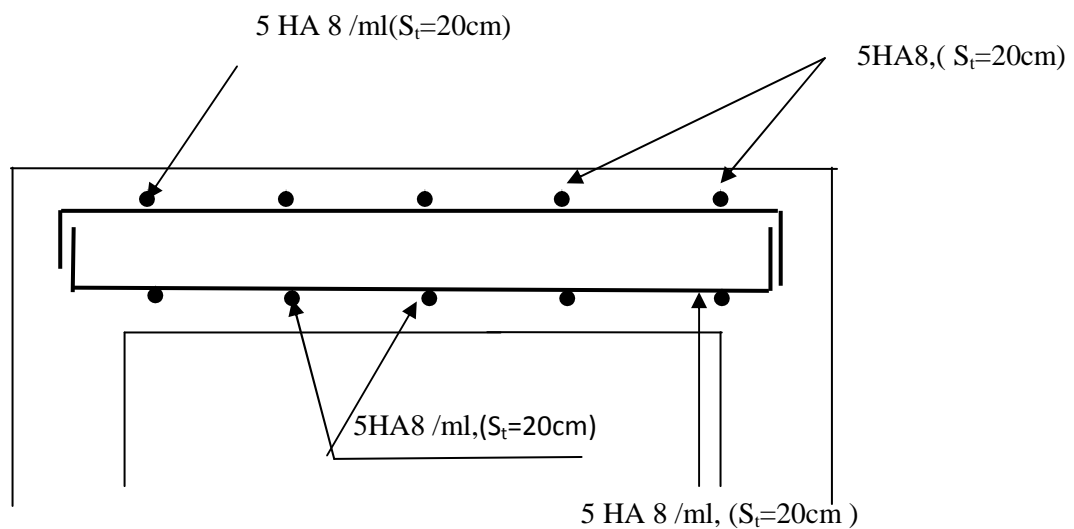


Figure III-31 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a. des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b. système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages.
- c. des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « graines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d. très souvent, il est avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

4.1.1/ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation,
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux,
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente,
- Rigidités linéaires des poteaux : $K_p = \frac{I_p}{H_c}$
- Rigidités linéaires des poutres : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

Avec

I: moment d'inertie de l'élément,

L_c: longueur calculée de la poutre:

h_c: hauteur calculée du poteau :

$$l_c = \min \left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right)$$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis,

e_{pr} : Épaisseur de la poutre,

l_0 : Longueur entre axes des poteaux,

$$h_c = \min \left(\bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0 \right)$$

\bar{h} : Hauteur entre nus des appuis,

e_p : Épaisseur du poteau.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

La figure (4.2) illustre les différents éléments pré définis :

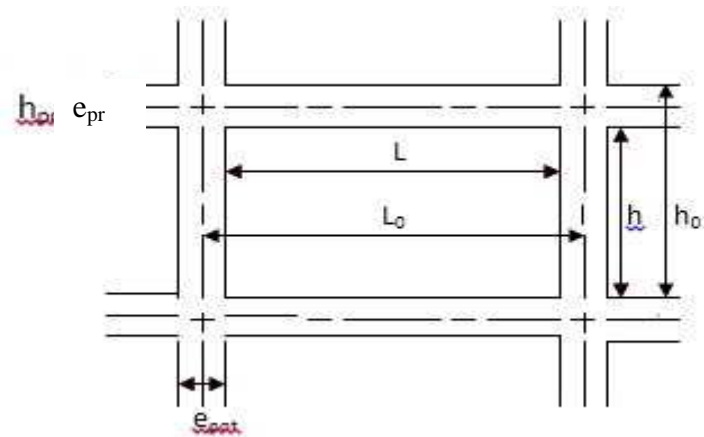
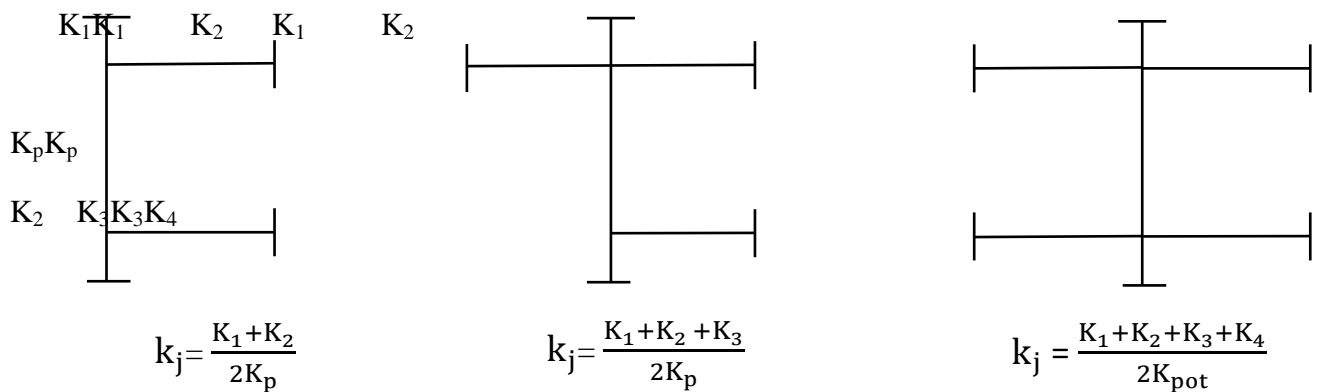


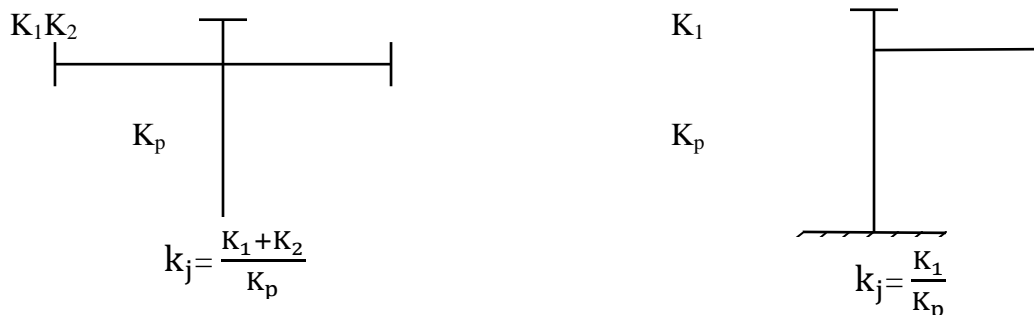
Figure 4.2 : Coupe verticale d'un niveau.

4.1.2/ Calcul des coefficients relatifs aux poteaux

✓ Cas d'étage courant



✓ Cas de RDC



4.1.3/ Calcul des coefficients correcteurs

✓ Niveau courant

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K}$$

✓ RDC

🌈 poteau encastré : $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

🌈 poteau articulé : $a_{ij} = \frac{0.5 \times K_j}{1 + 2K_j}$

4.1.4/ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

✓ Niveau courant :

$$R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2}$$

avec $E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

✓ RDC

🌈 poteau encastré à sa base: $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2}$

🌈 poteau articulé à sa base : $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{3 \times E}{h_c^2}$

Avec H_c : hauteur du poteau calculé,

E_i : module de déformation instantané du béton= 32164.2 MPa.

4.1.5/Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)

$$R_{jx} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \Rightarrow \text{calcul suivant le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \Rightarrow \text{calcul suivant le sens transversal.}$$

- Calcul suivant le sens transversal (y-y)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

➤ Poteaux

➤ Tableau 4.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	h _c (cm)	k (cm ³)
SM	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
7	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
6	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
5	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
4	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
3	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
2	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
1	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
RDC	45	45	341718,75	408	40	368	45	390,5	875,080

Poutres

Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT

niveaux	travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	E _{pot} (cm)	L(cm)	H(cm)	L _c (cm)	K
SM	A_B	30	40	160000	400	35	365	40	385	415,584416
7,6	A_B	30	40	160000	400	35	365	40	385	415,584416
	B_C	30	40	160000	440	35	405	40	425	376,470588
	C_D	30	40	160000	360	35	325	40	345	463,768116
5,4,3	A_B	30	40	160000	400	40	360	40	380	421,052632
	B_C	30	40	160000	440	40	400	40	420	380,952381
	C_D	30	40	160000	360	40	320	40	340	470,588235
1,2,RDC	A_B	30	40	160000	400	45	355	40	375	426,666667
	B_C	30	40	160000	440	45	395	40	415	385,542169
	C_D	30	40	160000	360	45	315	40	335	477,61194

- Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

➤ Poteaux

Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
SM	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
7	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
6	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,101
5	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
4	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
3	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
2	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
1	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
RDC	45	45	341718,75	408	40	368	45	390,5	875,080

➤ Poutres :

Tableau 4.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveaux	Travée	B(cm)	H(cm)	I(cm)	L ₀ (cm)	E _{pot} (cm)	L(cm)	H(cm)	L _c (cm)	k
sm	D-E	30	40	160000	460	35	425	40	445	359,55056
6,7	A_B	30	40	160000	300	35	265	40	285	561,40351
	B_C	30	40	160000	330	35	295	40	315	507,93651
	C_D	30	40	160000	400	35	365	40	385	415,58442
	D-E	30	40	160000	460	35	425	40	445	359,55056
	E-F	30	40	160000	400	35	365	40	385	415,58442
	F-G	30	40	160000	330	35	295	40	315	507,93651
	G-H	30	40	160000	300	35	265	40	285	561,40351

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT

3,4,5	A_B	30	40	160000	300	40	260	40	280	571,42857
	B_C	30	40	160000	330	40	290	40	310	516,12903
	C_D	30	40	160000	400	40	360	40	380	421,05263
	D-E	30	40	160000	460	40	420	40	440	363,63636
	E-F	30	40	160000	400	40	360	40	380	421,05263
	F-G	30	40	160000	330	40	290	40	310	516,12903
	G-H	30	40	160000	300	40	260	40	280	571,42857
1 et 2.RDC	A_B	30	40	160000	300	45	255	40	275	581,81818
	B_C	30	40	160000	330	45	285	40	305	524,59016
	C_D	30	40	160000	400	45	355	40	375	426,66667
	D-E	30	40	160000	460	45	415	40	435	367,81609
	E-F	30	40	160000	400	45	355	40	375	426,66667
	F_G	30	40	160000	330	45	285	40	305	524,59016
	G-H	30	40	160000	300	45	255	40	275	581,81818

Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux

veaux	Travée	k poutre	poteaux	k poteaux	k'	aij	E	Hc	riy	RIY
SM	A_B	415,58442	A	441,101	0,9421525	1,4132288	32164,2	283,5	299363,18	299363,18
7,6	A_B	415,58442	A	441,101	0,9421525	1,4132288	32164,2	283,5	299363,18	904622,96
	B_C	376,47059	B	441,101	0,8534793	1,280219	32164,2	283,5	271187,82	
	C_D	463,76812	C	441,101	1,0513876	1,5770814	32164,2	283,5	334071,96	
	D-E	421,05263	A	745,921	0,5644735	0,8467102	32164,2	286	298022,86	
1.4.3	B_C	380,95238	B	745,921	0,5107141	0,7660712	32164,2	286	269639,73	900746,96
	C_D	470,58824	C	745,921	0,6308821	0,9463232	32164,2	286	333084,37	
	D-E	426,66667	A	1184,467	0,3602183	0,5403274	32164,2	288,5	296785,27	
1,2	B_C	385,54217	B	1184,467	0,3254984	0,4882477	32164,2	288,5	268179,46	897187,04
	C_D	477,61194	C	1184,467	0,4032294	0,6048441	32164,2	288,5	332222,31	
	D-E	426,66667	A	875,08	0,4875745	0,7313617	32164,2	390,5	161991,38	
RDC	B_C	385,54217	B	875,08	0,4405793	0,660869	32164,2	390,5	146377,75	489702,76
	C_D	477,61194	D	875,08	0,5457923	0,8186885	32164,2	390,5	181333,63	

Rigidité des portiques longitudinaux (X-X)

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT

Niveaux	Travée	k poutre	poteaux	k poteaux	k'	a _{ij}	E	H _c	r _{iy}	RIY
SM	D_E	359,55	1	441,101	0,8151207	1,2226811	32164,2	283,5	258999,61	258999,61
6,7	A_B	561,40	1	441,101	1,2727323	1,9090985	32164,2	283,5	404402,9	2398308,6
	B_C	507,93	2	441,101	1,1515201	1,7272801	32164,2	283,5	365888,44	
	C_D	415,58	3	441,101	0,9421525	1,4132288	32164,2	283,5	299363,18	
	D_E	359,55	4	441,101	0,8151207	1,2226811	32164,2	283,5	258999,61	
	E_F	415,58	5	441,101	0,9421525	1,4132288	32164,2	283,5	299363,18	
	F_G	507,93	6	441,101	1,1515201	1,7272801	32164,2	283,5	365888,44	
	G_H	561,40	7	441,101	1,2727323	1,9090985	32164,2	283,5	404402,9	
3,4,5	A_B	571,42	1	745,921	0,7660712	1,1491067	32164,2	286	404459,6	2392985,2
	B_C	516,12	2	745,921	0,6919352	1,0379029	32164,2	286	365318,34	
	C_D	421,05	3	745,921	0,5644735	0,8467102	32164,2	286	298022,86	
	D_E	363,63	4	745,921	0,4875002	0,7312503	32164,2	286	257383,57	
	E_F	421,05	5	745,921	0,5644735	0,8467102	32164,2	286	298022,86	
	F_G	516,12	6	745,921	0,6919352	1,0379029	32164,2	286	365318,34	
	G_H	571,42	7	745,921	0,7660712	1,1491067	32164,2	286	404459,6	
1,2	A_B	581,81	1	1184,467	0,4912067	0,7368101	32164,2	288,5	404707,18	2388634,1
	B_C	524,59	2	1184,467	0,4428913	0,664337	32164,2	288,5	364899,92	
	C_D	426,66	3	1184,467	0,3602183	0,5403274	32164,2	288,5	296785,27	
	D_E	367,81	4	1184,467	0,310533	0,4657995	32164,2	288,5	255849,37	
	E_F	426,66	5	1184,467	0,3602183	0,5403274	32164,2	288,5	296785,27	
	F_G	524,59	6	1184,467	0,4428913	0,664337	32164,2	288,5	364899,92	
	G_H	581,81	7	1184,467	0,4912067	0,7368101	32164,2	288,5	404707,18	
RDC	A_B	581,81	1	875,08	0,6648743	0,9973114	32164,2	290,5	399153,8	2355857,4
	B_C	524,59016	2	875,08	0,5994768	0,8992152	32164,2	290,5	359892,77	
	C_D	426,66667	3	875,08	0,4875745	0,7313617	32164,2	290,5	292712,79	
	D_E	367,81609	4	875,08	0,4203228	0,6304842	32164,2	290,5	252338,61	
	E_F	426,66667	5	875,08	0,4875745	0,7313617	32164,2	290,5	292712,79	
	F_G	524,59016	6	875,08	0,5994768	0,8992152	32164,2	290,5	359892,77	
	G_H	581,81818	7	875,08	0,6648743	0,9973114	32164,2	290,5	399153,8	

Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux

4.2/ Caractéristiques géométrique des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ces forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion. Donc l'emplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

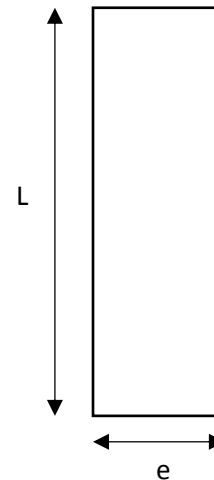
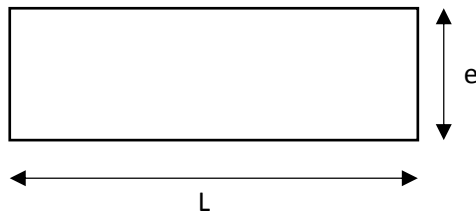
4.2.1/ Etudes des refends

➤ Calcul des inerties

➤ Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12}$$

$$I_y = \frac{exL^3}{12}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à (X-X') donc on prend I_y

➤ Refends longitudinaux

Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	$I_y(m^4)$	
RDC à 2	VL1	2.8	0.2	0.36586667	
	VL1	2.8	0.2	0.36586667	
	VL2	1.6	0.2	0.06826667	
	VL2	1.6	0.2	0.06826667	
	VL1	2.8	0.2	0.36586667	
	VL1	2.8	0.2	0.36586667	
					1.6

➤ Refends transversaux.

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12} \quad I_y = \frac{exL^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à (Y-Y') donc on prend I_x

Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Ix(m ⁴)	
RDC à 2	VT1	1.3	0.2	0.03661666	
	VT1	1.3	0.2	0.03661666	
	VT5	1.6	0.2	0.0682666	
	VT3	1.5	0.2	0.05625	
	VT4	1	0.2	0.016666	
	VT4	1	0.2	0.016666	
3 à 5	VT3	1.5	0.2	0.05625	
	VT2	1.7	0.2	0.081883	
	VT4	1	0.2	0.016666	
	VT4	1	0.2	0.016666	
	VT2	1.7	0.2	0.081883	
	VT3	1.5	0.2	0.05625	
6 à 7	VT3	1.5	0.2	0.05625	0.5969333

➤ Rigidités des voiles

Dans le sens (y-y)
$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{\text{étage}}^3}$$

Dans le sens (X-X)
$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{\text{étage}}^3}$$

Avec : I_x et I_y, inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

h_{étage}, hauteur d'étage.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux suivants :

➤ Rigidités des voiles dans le sens transversal

VT1	4,08	0,03661667	32164195,12	208090,50
VT1	4,08	0,03661667	32164195,12	208090,50
VT5	4,08	0,06826667	32164195,12	387955,71
VT3	4,08	0,05625	32164195,12	319665,65
VT4	4,08	0,01666667	32164195,12	947157,50
VT4	4,08	0,01666667	32164195,12	94715,77
VT3	4,08	0,05625	32164195,12	319665,65
VT2	4,08	0,08188333	32164195,12	465338,47
VT4	4,08	0,01666667	32164195,12	94715,77
VT3	4,08	0,01666667	32164195,12	94715,77
VT4	4,08	0,08188333	32164195,12	465338,47
VT3	4,08	0,05625	32164195,12	319665,65
VT3	4,08	0,05625	32164195,12	319665,65
VT1	3,06	0,36616667	32164195,12	4932515,57
VT1	3,06	0,36616667	32164195,12	4932515,57
VT5	3,06	0,68266667	32164195,12	9195987,12
VT3	3,06	0,05625	32164195,12	757725,99
VT4	3,06	0,01666667	32164195,12	224511,45
VT4	3,06	0,01666667	32164195,12	224511,45
VT3	3,06	0,05625	32164195,12	757725,99
VT2	3,06	0,08188333	32164195,12	1103024,52
VT4	3,06	0,01666667	32164195,12	224511,45
VT3	3,06	0,01666667	32164195,12	224511,45
VT4	3,06	0,08188333	32164195,12	1103024,52
VT3	3,06	0,05625	32164195,12	757725,99
VT3	3,06	0,05625	32164195,12	757725,99

Tableau 4.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal

➤ **Rigidités des voiles dans le sens longitudinal**

Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

Voil	he (m)	Ix(m ⁴)	E(KN/m ²)	Rjx (KN/m)
VL 1	4,08	0,36586667	32164195,12	2079200,124
VL 1	4,08	0,36586667	32164195,12	2079200,124
VL 2	4,08	0,06826667	32164195,12	387955,724
VL 2	4,08	0,06826667	32164195,12	387955,724
VL 1	4,08	0,36586667	32164195,12	2079200,124
VL 1	4,08	0,36586667	32164195,12	2079200,124
VL1	3.06	0,36586667	32164195,12	4928474,368
VL1	3.06	0,36586667	32164195,12	4928474,368
VL2	3.06	0,06826667	32164195,12	919598,752
VL2	3.06	0,06826667	32164195,12	919598,752
VL1	3.06	0,36586667	32164195,12	4928474,368
VL1	3.06	0,36586667	32164195,12	4928474,368

4.3/ Calcul des inerties fictives des portiques

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie. A cet effet, nous utiliserons la méthode des aires

4.3.1/ Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires)

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{S_i x d_i}{E_i x I}; I = 1 \text{ m}^4$$

Avec

f_i : flèche au niveau (i).

S_i : élément de surface du niveau (i)

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b + 1$)

E : module d'élasticité du matériau constituant les refends

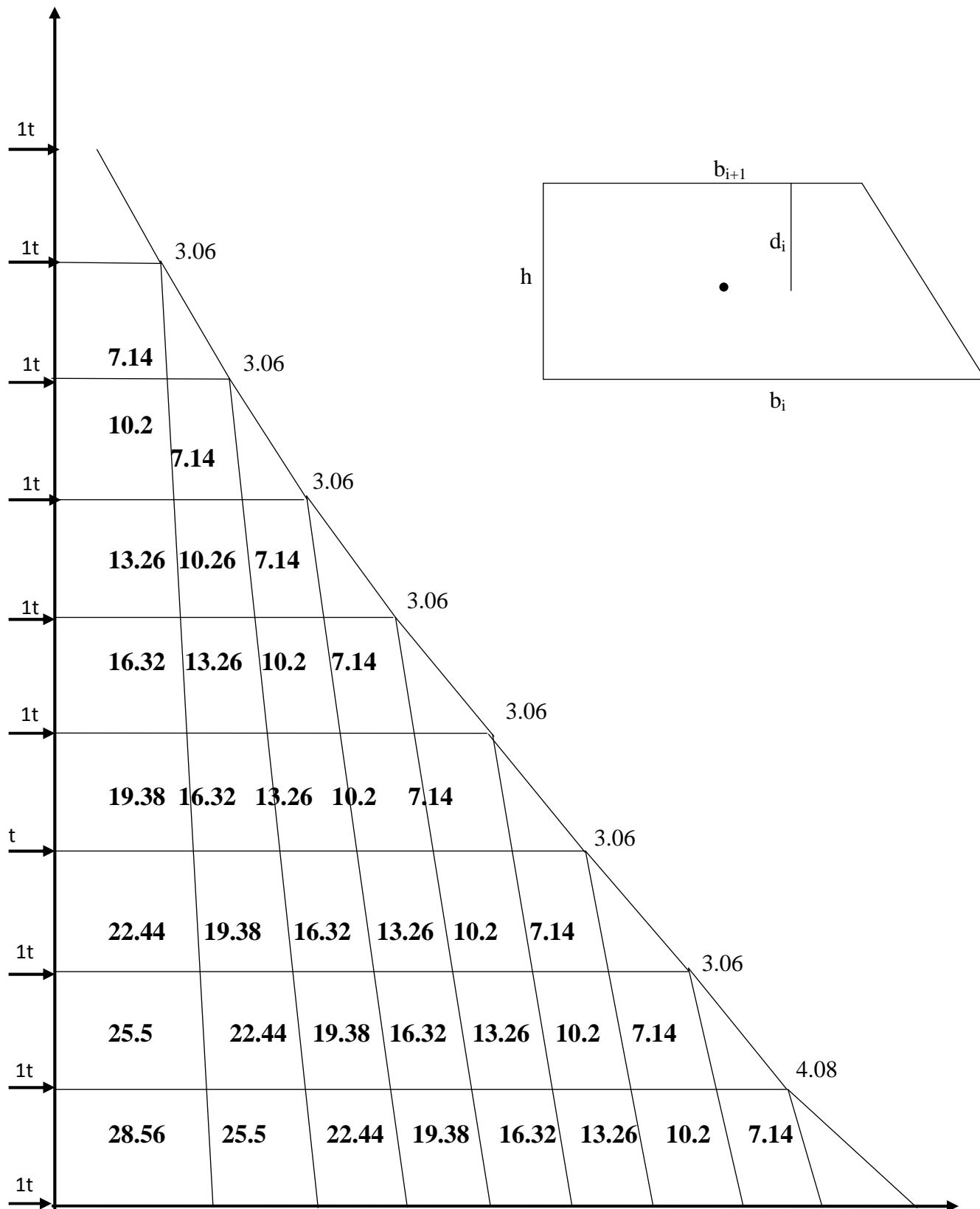
D'où : la surface du trapèze :

$$S_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \cdot h_i$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h_i$$

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT



Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (4.3)

4.3.1.1/ Calcul de $S_i x d_i$ pour les différents niveaux

Tableau 4.11 : Résultat de $S_i x d_i$ pour chaque niveau

Niveau	h(m)	B	b	Si (m*m)	Di	Si di	fix EI
SM	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	2599,96
7	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	2590,41
6	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	2556,98
5	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	2485,35
4	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	2361,19
3	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	2170,17
2	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	1897,97
1	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	477,54	1530,26
RDC	4,08	134,64	110,16	499,39	2,11	1052,72	1052,72

➤ Calcul des flèches par niveau :

$$f_{RDC} = 1052.72 / EI \quad f_1 = 1530.26 / EI \quad f_2 = 1897.97 / EI$$

$$f_3 = 2170.17 / EI. \quad f_4 = 2361.19 / EI \quad f_5 = 2485.35 / EI$$

$$f_6 = 2556.98 / EI. \quad f_7 = 2590.41 / EI \quad f_8 = 2599.96 / EI$$

4.3.2/ Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher

Etapas de calcul

- Calcul de la rotation d'étage $E\theta$

➤ Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times K_m}$$

Avec

$$M_n = T_n \times h$$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \times h_{n+1}$$

- Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24K_m + 2K_{pn}}$$

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT

niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\Sigma\Delta_n$	$E f_n$	I_{en}
--------	---	-----------------	-----------------	-------	-----------	-------------	-----------	-------------	----------------------	---------	----------

Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times K_{pn}}$$

-Calcul des déplacements

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

-Calcul du déplacement au niveau i

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

-Calcul de l'inertie fictive

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

avec:

K_{pn} : somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau,

K_{tn} : somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau,

h : hauteur libre d'étage,

E : module d'élasticité

Δ_n : Déplacements du portique au n^{ème} niveau

f_n : flèche du niveau

Δ_i : Déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Inertie fictive des portiques transversaux.

Tableau 4.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux :

niveau	H	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\Sigma\Delta_n$	$E f_n$	I_{en}
SM	3,06	0,00352	0,003329	3,06	0	0,00042445	72,4440307	221,678734	5917,16598	36754,29	6,21146782
7	3,06	0,00352	0,003329	6,12	3,06	0,00127334	144,888061	443,357468	5695,48725	30837,12	5,41430764
6	3,06	0,00352	0,003329	9,18	6,12	0,00212224	217,332115	665,036272	5252,12978	25141,63	4,78694052
5	3,06	0,00596	0,00338	12,24	9,18	0,00301665	171,144387	523,701825	4587,09351	19889,50	4,33597071
4	3,06	0,00596	0,00338	15,3	12,24	0,00387855	213,930484	654,627281	4063,39168	15302,41	3,76592039
3	3,06	0,00596	0,00338	18,36	15,3	0,00474045	256,716625	785,552872	3408,7644	11239,02	3,29709436
2	3,06	0,00947	0,003433	21,42	18,36	0,0056902	188,496096	576,798054	2623,21153	7830,25	2,98498745
1	3,06	0,00947	0,003433	24,48	21,42	0,00656561	215,424183	659,198	2489,76673	17043,81	6,84554344
RDC	4,08	0,007	0,003433	28,56	24,48	0,00758693	340,003793	1387,21548	2717,27523	25947,45	9,54906971

Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

CHAPITRE IV : CONTREVENTEMENT

SM	3,06	0,00176	0,001255	3,06	0	0,00016001	144,886684	443,353252	11836,7643	69980,32	5,91
7	3,06	0,00176	0,001255	6,12	3,06	0,00048004	289,773367	886,706504	11393,4111	58143,56	5,10
6	3,06	0,00176	0,001255	9,18	6,12	0,00080006	434,660059	1330,05978	10506,7046	46750,14	4,44
5	3,06	0,00298	0,001272	12,24	9,18	0,00113526	342,283177	1047,38652	9176,64479	36243,44	3,94
4	3,06	0,00298	0,001272	15,3	12,24	0,00145962	427,853971	1309,23315	8129,25827	27066,79	3,32
3	3,06	0,00298	0,001272	18,36	15,3	0,00178398	513,424779	1571,07982	6820,02512	18937,54	2,77
2	3,06	0,00473	0,001289	21,42	18,36	0,00213652	377,380736	1154,78505	5248,9453	12117,51	2,30
1	3,06	0,00473	0,001289	24,48	21,42	0,00246521	431,292298	1319,75443	4094,16024	6868,57	1,67
DC	4,08	0,0035	0,001289	28,56	24,48	0,00284869	680,001424	2774,40581	2774,40581	2774,41	1,00

4.3.3/ Interprétation des résultats

- Sens longitudinal:

	Inerties m ⁴	Pourcentage
Portiques	3.38	85.13
Voiles	0.59	14.87
Portiques+Voiles	3.97	100

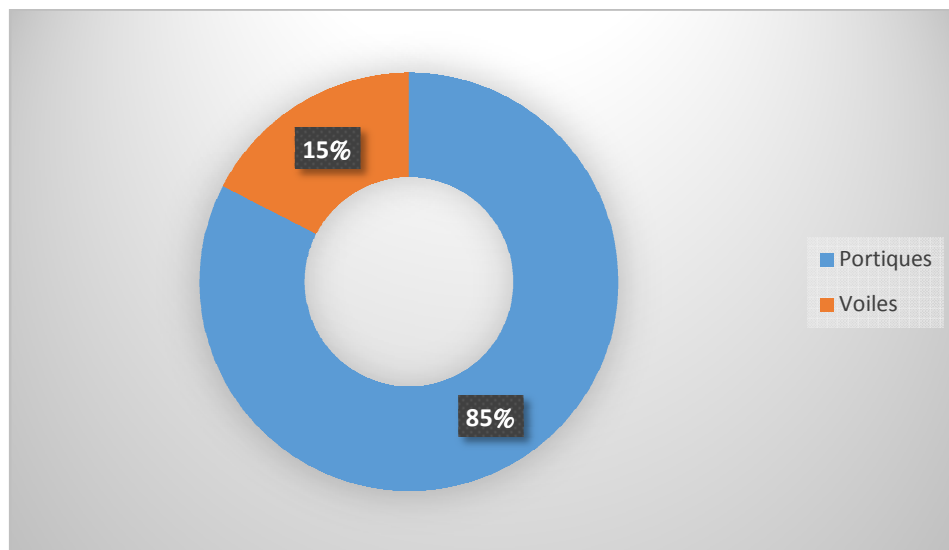
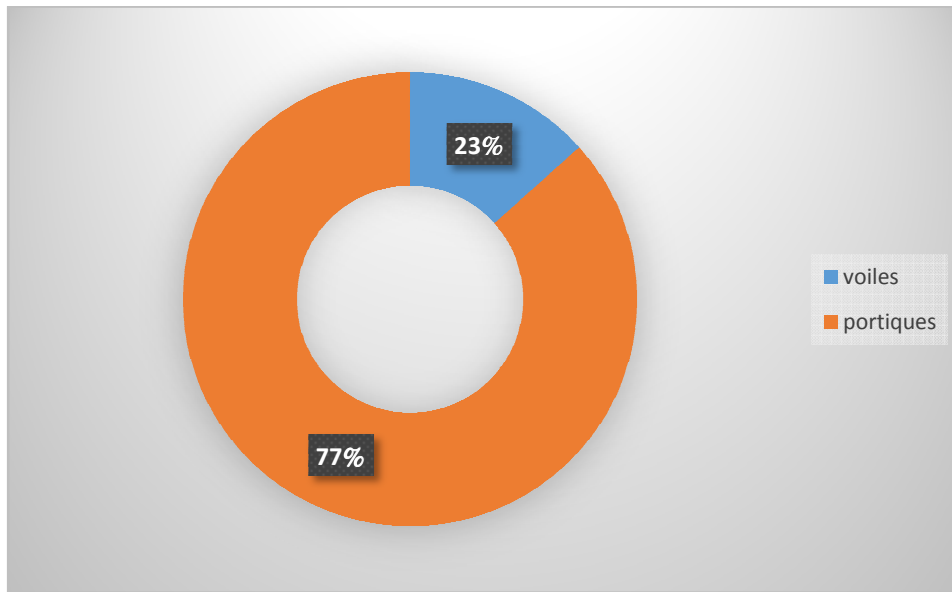


Figure 4.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

- Sens transversal :

	Inerties m ⁴	Pourcentage
Portiques	5.24	76.6
Voiles	1.6	23.4
Portiques+Voiles	6.84	100



Calcul des charges verticales :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.28 + 1.5 = 6.78 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 4.60 \times 4.4 = 20.24 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = 295.34 \text{ m}^2$$
- La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 295.34 \times 6.78 = 2002.42 \text{ KN}$$
- La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{v \text{ t panneau}} = S_p \times G_t = 20.24 \times 6.78 = 137.22 \text{ KN}$$
- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = 68.61 \text{ KN}$
- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 13 = 68.61 \times 13 = 891.97 \text{ KN}$$

$$\begin{array}{lcl}
 Ch_{v \text{ t plancher}} = 2002.42 \text{ KN} & \xrightarrow{100\%} & X \\
 Ch_{tr \text{ voile}} = 891.97 \text{ KN} & \xrightarrow{X} & \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \frac{891.97 \times 100}{2002.42} = 44.54\%
 \end{array}$$

Conclusion :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. . Aussi, nous adoptons $R=3.5$

Introduction :

Vu à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux .

VI.1.Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des noeuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque noeuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des noeuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2. Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L' **ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverse fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000*...)

Rappel (terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Élément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV .3 .Etapes de modélisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

IV.3.1.Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser en plan et en élévation .7

a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements .

b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File puis New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

☐ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

☐ Custom Story Data

Units

Add Structural Objects

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3.	Primary	Show	Top	
3	C	6.3	Primary	Show	Top	
4	D	10.3	Primary	Show	Top	
5		11.9	Secondary	Show	Top	
6		13.3	Secondary	Show	Top	
7	E	14.9	Primary	Show	Top	
8	F	18.9	Primary	Show	Top	
9	G	22.2	Primary	Show	Top	
10	H	25.2	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-1.5	Secondary	Show	Left	
2		-1.35	Secondary	Show	Left	
3	1	0.	Primary	Show	Left	
4		2.4	Secondary	Show	Left	
5		2.5	Secondary	Show	Left	
6	2	4.	Primary	Show	Left	
7	3	8.4	Primary	Show	Left	
8	4	12.	Primary	Show	Left	
9		13.35	Secondary	Show	Left	
10		13.5	Secondary	Show	Left	

Units: KN-m

Display Grids as:
☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

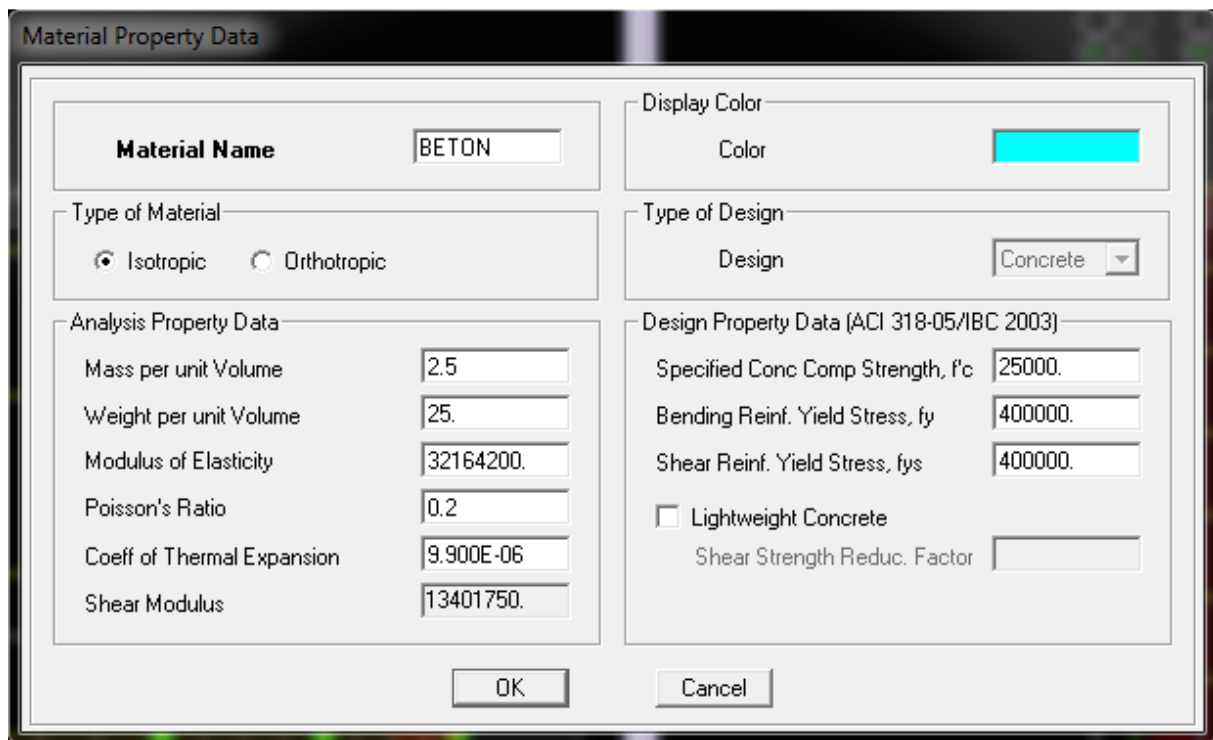
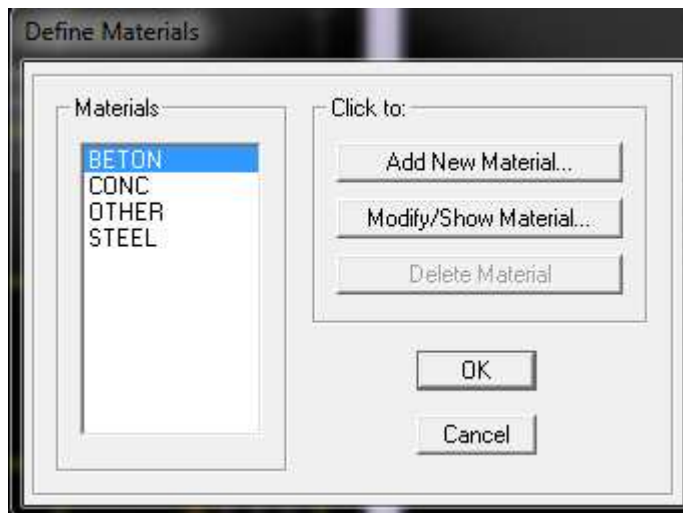
Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

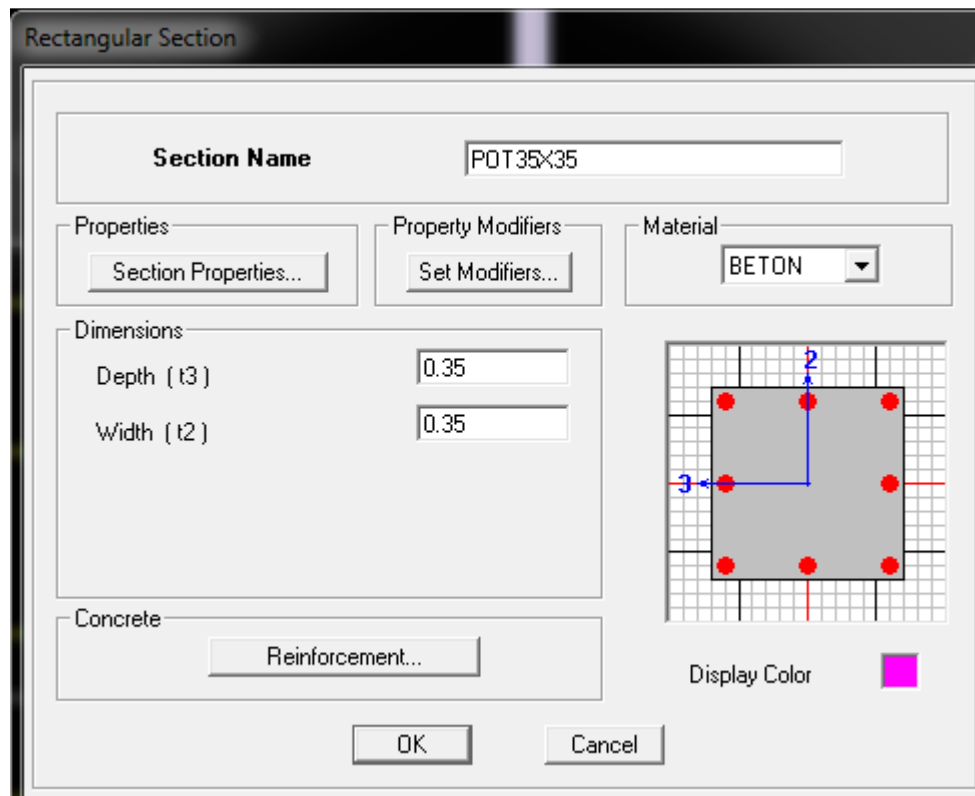
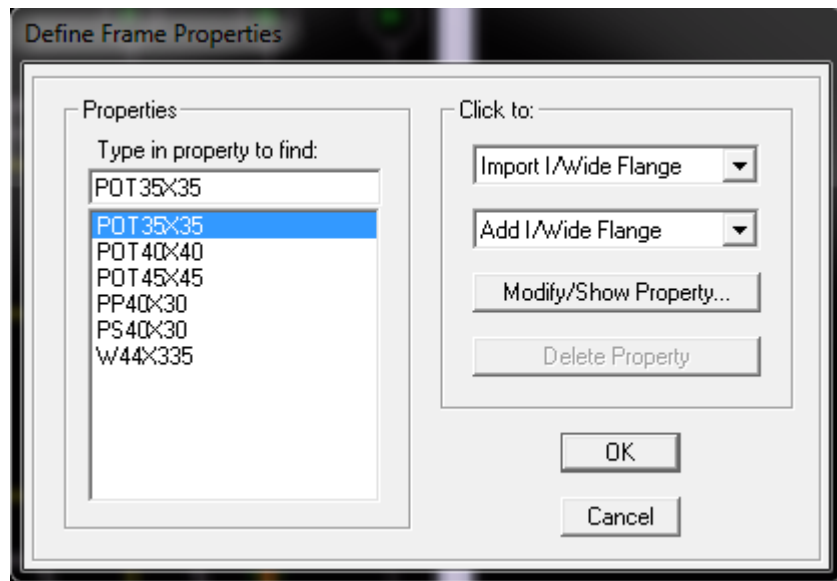
On clique sur **Define** puis **Material properties** on sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



IV.3.3.Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)



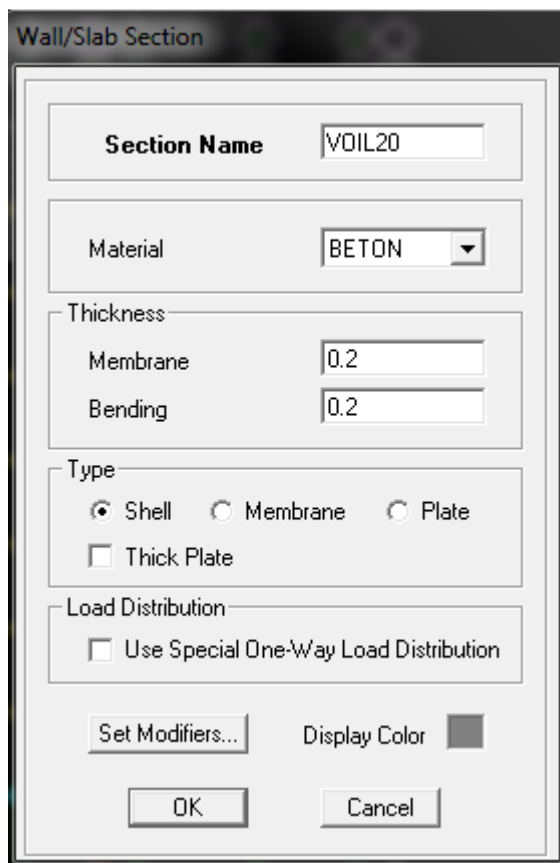
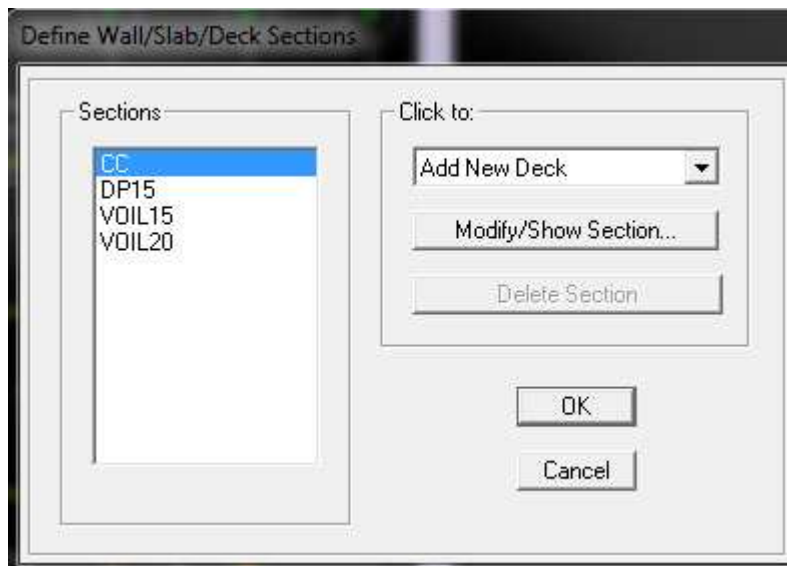
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur



Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur

l'icône  **Set Display Options**

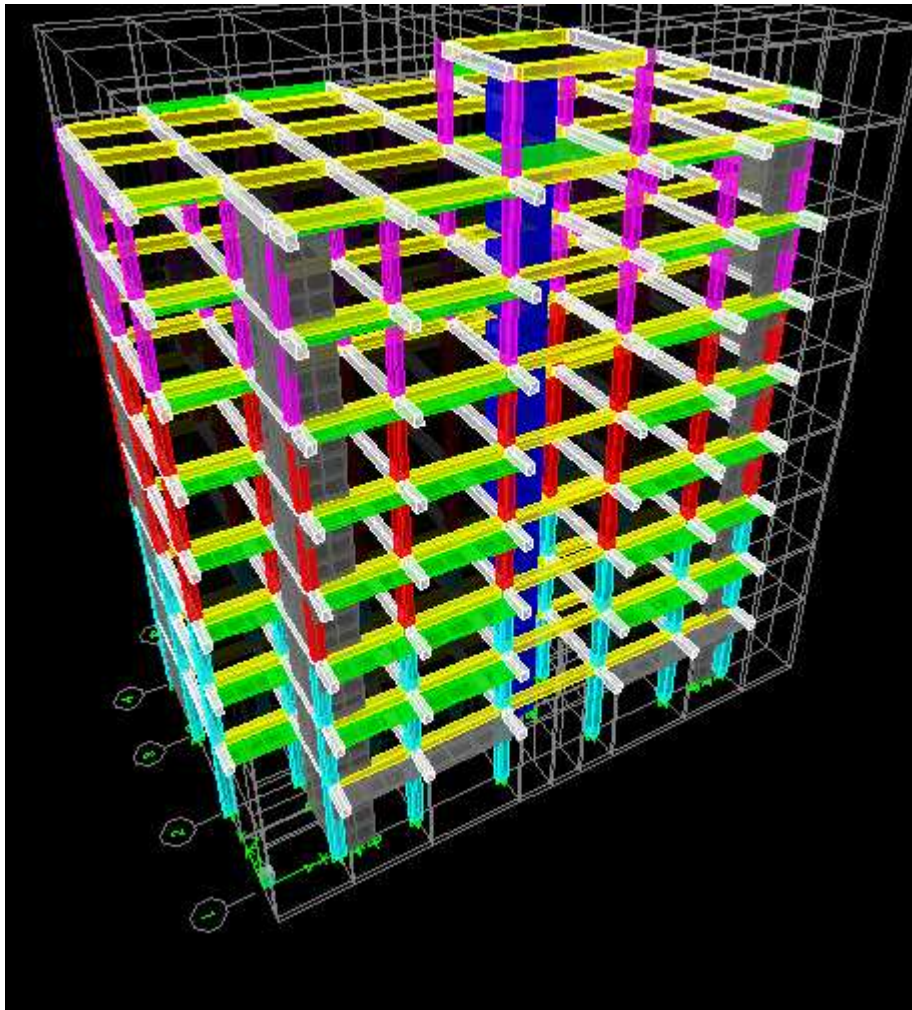


Fig IV.1. Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

IV.3.4 Quatrième étape :

• Définir les charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

➤ Charges permanentes :

➤ Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

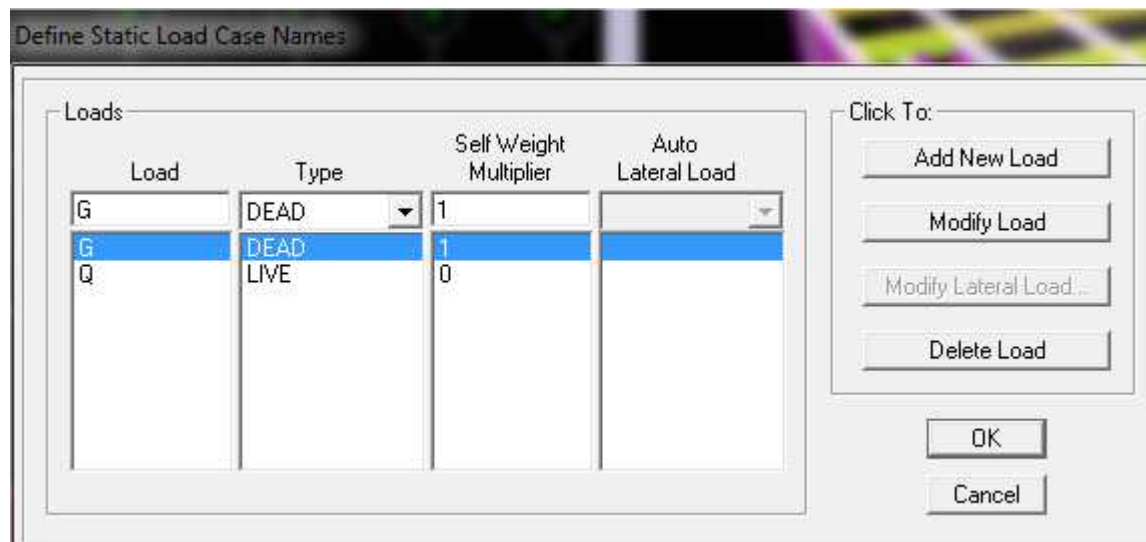
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E) :

➤ Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de la structure et ses dimensions ; qui peut être mené suivant trois méthodes:

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par accélérogrammes

a) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, et de commerce dont la hauteur $H = 28.56 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé selon RPA 99/modifié 2003 au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone **IIa**).

b) Principe de la méthode :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (article 4.1.3). Pour cette méthode, 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.

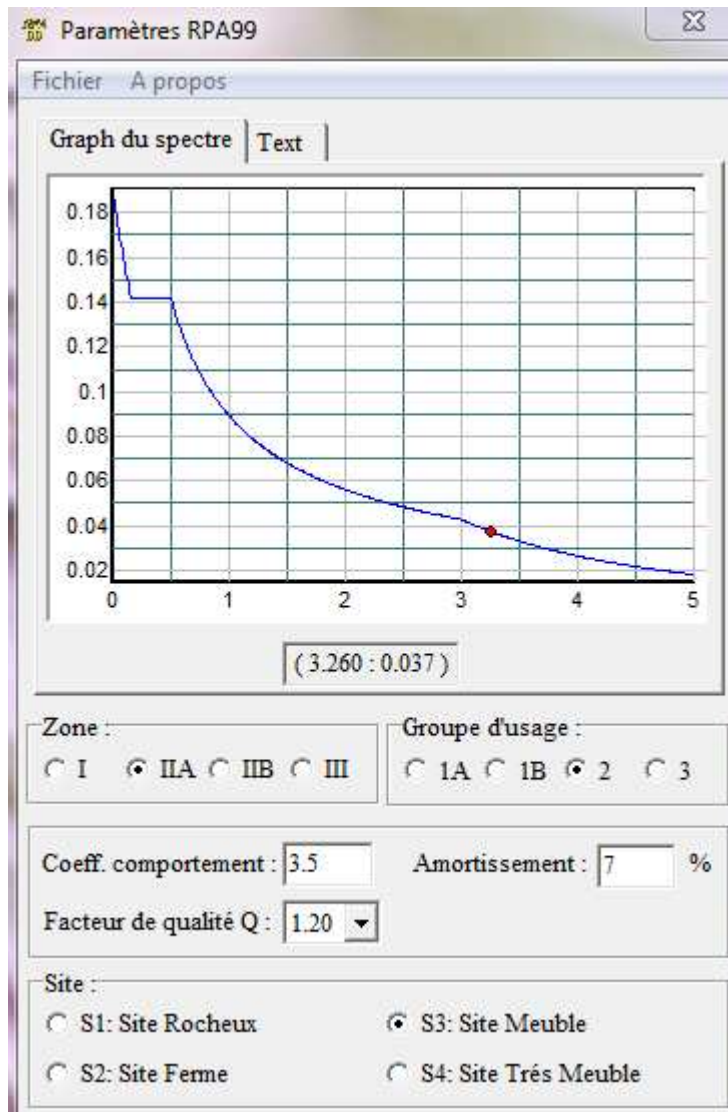
• Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau IV.1 : Caractéristiques du spectre de réponse.

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Article 3.3.1
La zone	IIa	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité Q	1.1	Tableau 4.4

Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3
-------------------------------	-----	-------------



Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file
 Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum → cases Add New Spectrum

Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPAML

Function Damping Ratio: 0.07

Function File:

File Name: c:\users\mounir\desktop\rpaml.txt

Header Lines to Skip: 0

Convert to User Defined

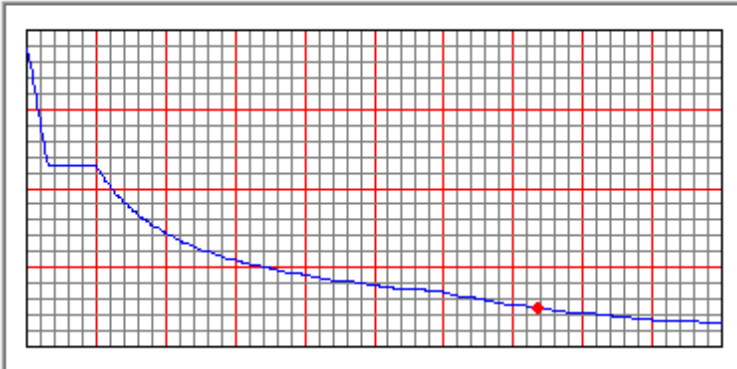
View File

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function Graph:



Display Graph

(3.685 , 0.024)

OK

Cancel

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="RPAML"/>	<input type="text" value="9.81"/>
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

IV.4.5. Cinquième étape :

➤ chargement

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie :

On a les charges des plancher :

Plancher a usage d'habitation : $G = 5.28 \text{ KN/ml}$; $Q = 1.5 \text{ KN/ml}$.

Plancher terrasse et toiture : $G = 5.83 \text{ KN/m}$; $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Dalle plein balcon : $G = 5.61 \text{ KN/ml}$; $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.

IV.3.6. Sixième étape :

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q + E$.

08GE : $0.8G + E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

IV.3.7. Septième étape :

-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée

➤ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds de la base puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints (Supports)

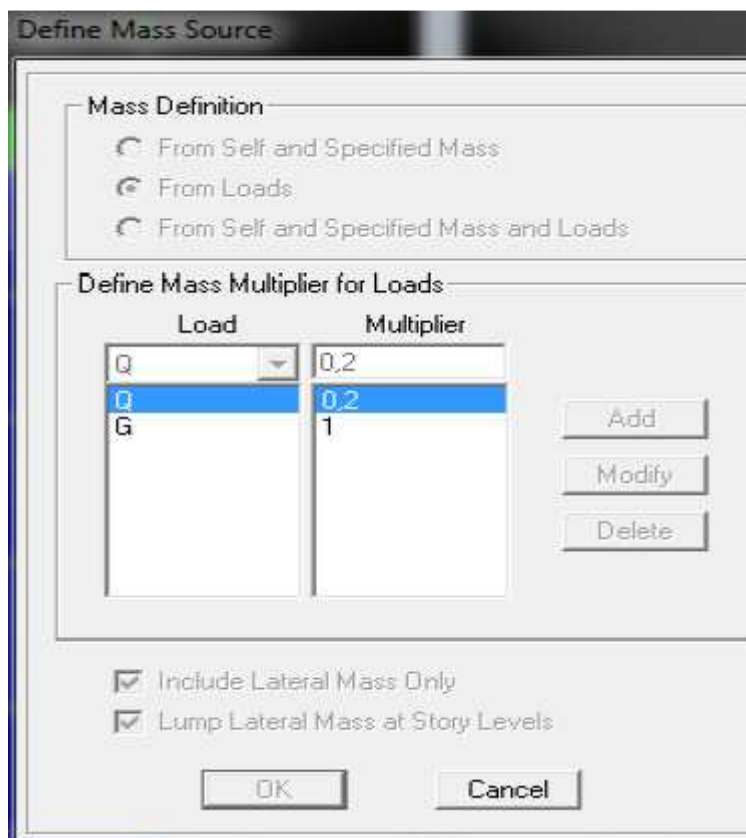


➤ Mass- Source :

Les masses des planchers est supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



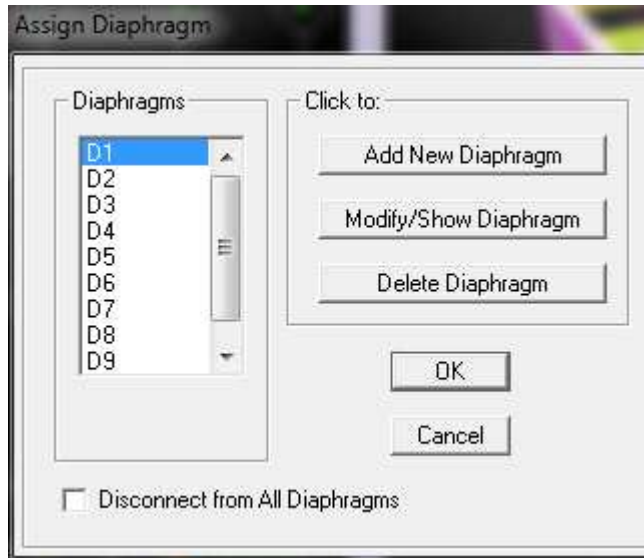
➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci

a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur ok pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.8.Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats.

• Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification de RPA

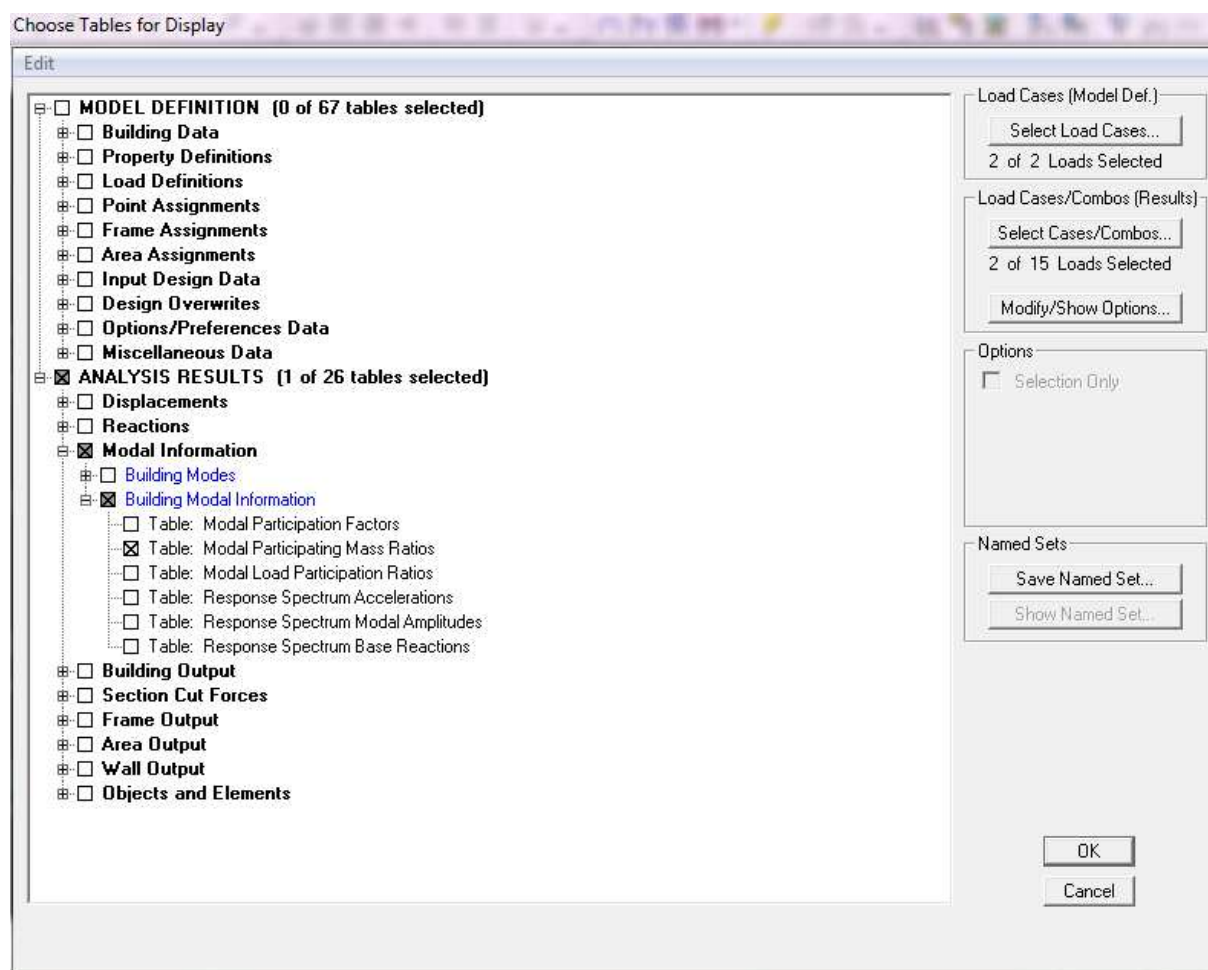


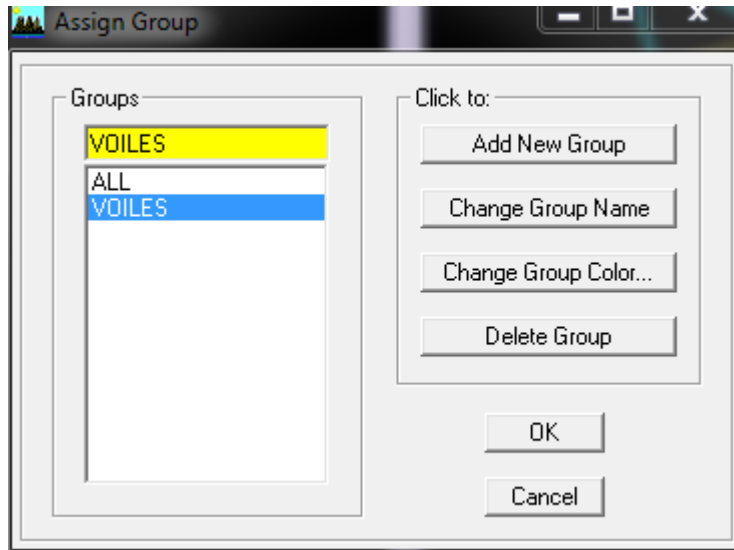
Tableau IV.2 :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.621447	0.0000	71.9548	0.0000	0.0000	71.9548	0.0000	98.8133
	2	0.592949	76.8550	0.0000	0.0000	76.8550	71.9548	0.0000	0.0000
	3	0.460211	0.0097	0.0000	0.0000	76.8647	71.9548	0.0000	0.0000
	4	0.176565	13.8036	0.0000	0.0000	90.6682	71.9548	0.0000	0.0000
	5	0.159837	0.0000	17.9900	0.0000	90.6682	89.9448	0.0000	0.9097
	6	0.116983	0.0332	0.0000	0.0000	90.7014	89.9448	0.0000	0.0000
	7	0.088178	3.9159	0.0000	0.0000	94.6173	89.9448	0.0000	0.0000
	8	0.083428	1.1578	0.0000	0.0000	95.7751	89.9448	0.0000	0.0000
	9	0.072980	0.0000	5.7114	0.0000	95.7751	95.6562	0.0000	0.2194
	10	0.054858	1.2808	0.0000	0.0000	97.0559	95.6562	0.0000	0.0000
	11	0.052045	0.8773	0.0000	0.0000	97.9332	95.6562	0.0000	0.0000
	12	0.046682	0.0000	1.8883	0.0000	97.9332	97.5445	0.0000	0.0298

IV.4. Etude du contreventement :

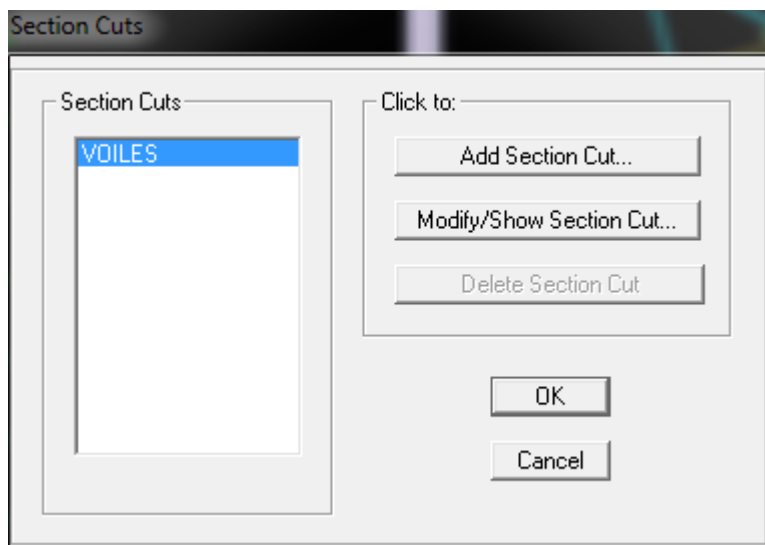
1. Crée un groupe :

La première étape consiste à créer un groupe de voiles ou à les sélectionner tous afin d'obtenir les efforts FZ qu'ils reprennent ;



Définir section cut :

Le groupe de voiles sera défini en coupe de section dans notre cas on s'intéresse à $Z=0\text{m}$



3 Affichage des résultats

On prend la somme des efforts repris par voiles (section cut) selon la combinaison ELS

	Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3	X
▶	VOILES	ELS	0.00	1.11	12548.80	-6732.445	0.000	0.000	12.600

On définit le pourcentage d'effort vertical repris par voile par rapport à la totalité des efforts à la base de la structure

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	ELS	120.36	-110.07	907.16	1.828	1.554	-0.021
	BASE	2	ELS	3.15	1.48	490.15	-1.738	4.203	0.000
	BASE	3	ELS	1.70	4.12	936.52	-5.269	2.266	0.000
	BASE	4	ELS	-1.00	2.28	959.15	-2.804	-1.338	0.000
	BASE	5	ELS	1.00	2.28	959.15	-2.804	1.338	0.000
	BASE	6	ELS	-1.70	4.12	936.52	-5.269	-2.266	0.000
	BASE	7	ELS	-3.15	1.48	490.15	-1.738	-4.203	0.000
	BASE	8	ELS	-120.36	-110.07	907.16	1.828	-1.554	0.021
	BASE	9	ELS	-212.96	-0.47	968.04	0.897	0.035	0.020
	BASE	10	ELS	-2.70	-1.23	300.38	1.878	-3.608	0.000
	BASE	11	ELS	-241.03	-0.08	875.58	0.365	-2.330	0.020
	BASE	12	ELS	-3.67	-0.07	979.28	0.339	-4.905	0.000
	BASE	13	ELS	3.67	-0.07	979.28	0.339	4.905	0.000
	BASE	14	ELS	241.03	-0.08	875.58	0.365	2.330	-0.021
	BASE	15	ELS	212.96	-0.47	968.04	0.897	-0.035	-0.021
	BASE	16	ELS	2.70	-1.23	300.38	1.878	3.608	0.000
	BASE	17	ELS	2.26	-1.41	524.63	2.118	3.025	0.000
	BASE	18	ELS	1.01	0.00	407.51	0.000	1.350	0.000

$$31101.48 \rightarrow 100$$

$$12548 \rightarrow x$$

$$x = 40.3453469$$

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : le système contreventer par des voiles porteurs $R=3.5$

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par **voiles**

Vérifications de RPA :

V.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

(Art4.2.4 /RPA99. V 2003) :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\checkmark T = C_T (h_N)^{3/4} ;$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ; $h_N = 28.56$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$ (tableau 4.6 du RPA)

On doit vérifier que : $T_{mse} \geq T_{ETABS}$

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Périodes données par l'ETABS sont :

$T1(xx) = 0.62s$ (mode1).

$T2(yy) = 0.59$ s (mode2).

Période donnée par les formules empiriques est :

➤ **Sens x-x:**

$$T_{x2} = C_T (h_N)^{3/4} = 0.05(28.56)^{3/4} = 0.62s$$

$$T_{x2} = 0.09 \times (28.56 / \sqrt{25.6}) = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{emp} = \min (T_{x1}; T_{x2}) = \mathbf{0.51s}$$

$$\text{Donc } T_{emp} = \mathbf{0.51 \times 1.3s} > T1 = \mathbf{0.62 \text{ s.}}$$

➤ **Sens y-y :**

$$T_{y1} = CT (hN)^{3/4} = 0.05(28.56)^{3/4} = 0.62s$$

$$T_{y2} = 0.09 \times (28.56 / \sqrt{12.6}) = 0.72 s$$

$$Temp = \min (T_{y1}; T_{y2}) = \mathbf{0.62 s.}$$

$$\text{Donc : } T_{mse} = 1.3 \times 0.62s > T_2 = \mathbf{0.59 s.}$$

V.2 . Pourcentage de participation de la masse modale :

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 à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 Version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau V.1 : Période et participation massique.

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View		Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.621447	0.0000	71.9548	0.0000	0.0000	71.9548	0.0000	98.8133
	2	0.592949	76.8550	0.0000	0.0000	76.8550	71.9548	0.0000	0.0000
	3	0.460211	0.0097	0.0000	0.0000	76.8647	71.9548	0.0000	0.0000
	4	0.176565	13.8036	0.0000	0.0000	90.6682	71.9548	0.0000	0.0000
	5	0.159837	0.0000	17.9900	0.0000	90.6682	89.9448	0.0000	0.9097
	6	0.116983	0.0332	0.0000	0.0000	90.7014	89.9448	0.0000	0.0000
	7	0.088178	3.9159	0.0000	0.0000	94.6173	89.9448	0.0000	0.0000
	8	0.083428	1.1578	0.0000	0.0000	95.7751	89.9448	0.0000	0.0000
	9	0.072980	0.0000	5.7114	0.0000	95.7751	95.6562	0.0000	0.2194
	10	0.054858	1.2808	0.0000	0.0000	97.0559	95.6562	0.0000	0.0000
	11	0.052045	0.8773	0.0000	0.0000	97.9332	95.6562	0.0000	0.0000
	12	0.046682	0.0000	1.8883	0.0000	97.9332	97.5445	0.0000	0.0298

La somme des masses modales dans le 9^{eme} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.3. Vérification de l' effort tranchant a la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{mse} \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ...) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- $A = 0.15$
- $R = 3.5$ (structure mixte avec interactions)
- $W = 2670.2$ KN (poids total de la structure)

• **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- - La régularité en plan et en élévation.
- - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA

Tableau.V.2 : Valeurs de pénalités P_q dans les deux sens.

Pénalité P _q :		
Critère :	Observé :	Non observé :
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	0

Redondance en plan	0	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Donc : $Q = 1 + 0.2 = 1.2$

Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS :

Le poids totale de la structure est : $W_t = 2670.2 \text{ KN}$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T) \rightarrow T \leq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 : Site ferme $\rightarrow S_3 \rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule (4-3) comme suit :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Le système est constitué par voiles $\rightarrow \xi = 7(\%)$

D'où : $\eta = 0.88 \geq 0.70 \rightarrow \text{vérifiée.}$

▪ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Sens x-x :

$$D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.51)^{2/3} = 2.18$$

Sens y-y :

$$D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.73)^{2/3} = 1.71$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_t sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3 :

Paramètre :	Valeur :	Article du RPA :
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Facteur de qualité Q	1.2	Tablea 4.4
Période caractéristique T	0.5	Tablea 4.7
Poids total de la structure W_t	27553.7	

Coefficient de comportement R	3.5	Tablea 4.3
Facteur d' amplification Dx	2.18	Tablea 4.2
Facteur d' amplification Dy	1.71	Tablea 4.2

Sens x-x :

$$V_L = \frac{A \cdot D_L \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 2,18 \cdot 1,2}{3,5} \cdot 2670,2$$

$$V'_{mes} = 80\% \times V_{mes} = 0,8 \times 2993,68 = \mathbf{2394,94 \text{ KN}}$$

Sens Y-Y:

$$V_L = \frac{A \cdot D_L \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 1,71 \cdot 1,2}{3,5} \cdot 2670,2$$

❖ **Vérification :**

Sens x-x :

$$V_{etabs} = \mathbf{2554} > V'_{mes} = \mathbf{2394,94KN}$$

Sens Y- Y :

$$V_{etabs} = \mathbf{2368,79KN} > V'_{mes} = \mathbf{1878,6KN} .$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V. 4)Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.
D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau. V.4 : Déplacements relatifs sous l' action E_x et E_y .

Niveau	$\delta_{kx} \text{ (m)}$	$\delta_{ky} \text{ (m)}$	$\Delta_k X \text{ (m)}$	$\Delta_k Y \text{ (m)}$	1% h (m)	Vérification
9	0.0169	0.0189	0.0017	0.0022	0.0306	cv
8	0.0152	0.0167	0.0015	0.0022	0.0306	cv
7	0.0137	0.0145	0.0017	0.0024	0.0306	cv
6	0.0120	0.0121	0.002	0.0024	0.0306	cv

5	0.0100	0.0097	0.002	0.0025	0.0306	cv
4	0.0079	0.0072	0.0023	0.0023	0.0306	cv
3	0.0056	0.0049	0.0022	0.0021	0.0306	cv
2	0.0034	0.0028	0.002	0.0016	0.0306	cv
1	0.0014	0.0011	0.0014	0.0011	0.0306	cv

V.5.Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l' action de Ex :

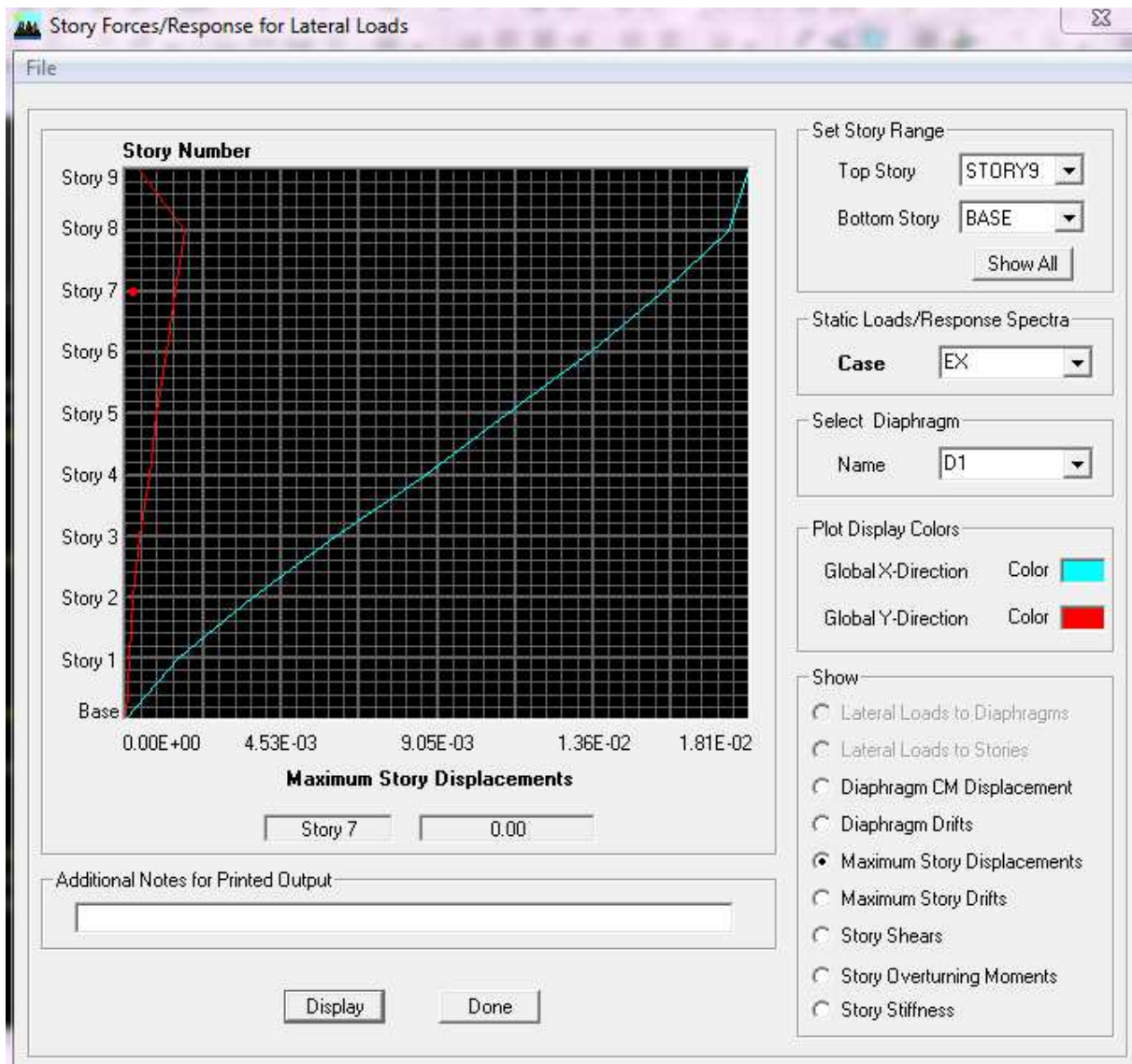
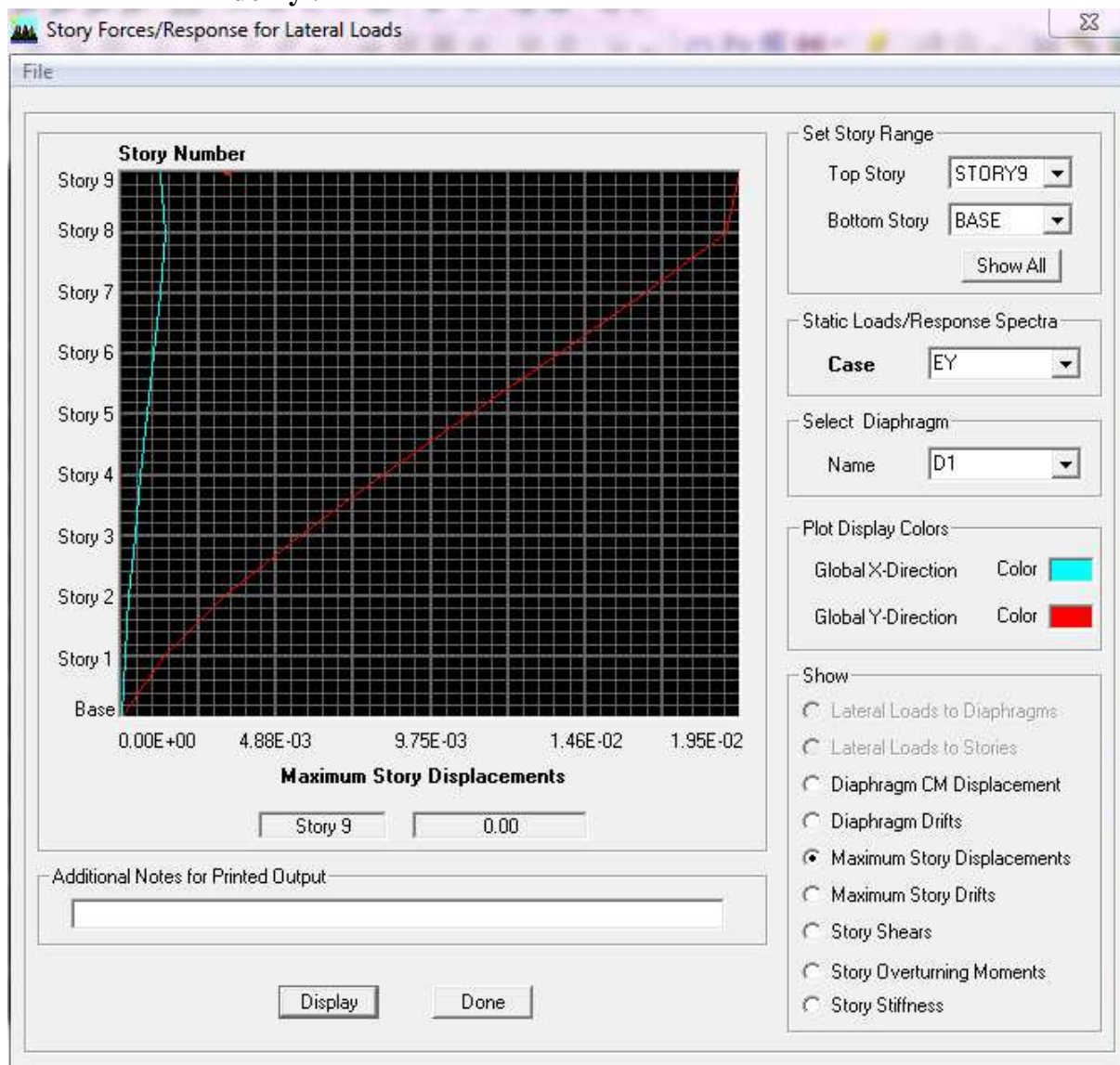


Fig. V.1. :Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{\max} = 0.0169\text{m}$; $f = ht / 500 = 28.56 / 500 = 0.05712 \text{ m} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Sous l' action de Ey :



$\delta_{\max} = 0.0189\text{m}$; $f = ht / 500 = 28.56 / 500 = 0.05712 \text{ m} \rightarrow$ Condition vérifié

V.6.Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité

Suivant le sens x-x : $L_x = 18 \text{ m}$

On doit vérifier que : $| \text{CM} - \text{CR} | \leq 5\% L_x$

Tableau V.5 : Excentricité suivant x-x

Niveaux	Diaphragme	XCM	XCR	CM -CR	5% L_x	Vérification
1	D1	12.6	12.6	0	1.28	cv
2	D2	12.6	12.6	0	1.28	cv
3	D3	12.6	12.6	0	1.28	cv
4	D4	12.6	12.6	0	1.28	cv
5	D5	12.6	12.6	0	1.28	cv
6	D6	12.6	12.6	0	1.28	cv
7	D7	12.6	12.6	0	1.28	cv
8	D8	12.6	12.6	0	1.28	cv
9	D9	12.6	12.6	0	1.28	cv

Suivant le sens y-y : $L_y = 20 \text{ m}$

On doit vérifier que : $| \text{CM} - \text{CR} | \leq 5\% L_y$

Tableau V.6. Excentricité suivant y-y

Niveaux	Diaphragme	YCM	YCR	CM -CR	5% L_y	Vérification
1	D1	6.319	6.278	0.041	0.62	cv
2	D2	6.329	6.442	0.113	0.62	cv
3	D3	6.326	6.458	0.132	0.62	cv
4	D4	6.324	6.423	0.099	0.62	cv
5	D5	6.324	6.363	0.039	0.62	cv
6	D6	6.321	6.296	0.025	0.62	cv
7	D7	6.319	6.229	0.09	0.62	cv
8	D8	6.304	6.170	0.134	0.62	cv
9	D9	2.500	2.149	0.351	0.62	cv

V.7 .Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nd}{Bc f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd = 1338 KN.

Bc : l'aire de la section de béton (section brute).

f_{c28} = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1368}{0.45 \times 0.45 \times 25} 10^{-3} = 0.27 \leq 0.3$$

V.8 . Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Il y'a deux types d'effet P-Delta

- Le grand effet P-U : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P- : Considéré au niveau des éléments de la structure

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\Theta_K = \frac{PK\Delta_K}{V_K h_K} < 0.1$$

Si $\Theta_K < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0.10 < \Theta_K < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \Theta_K)$.

- $\Theta_K < 0.20$ Si la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans

Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification de RPA

le tableau ci-après :

Niv	P _k (KN)	Δ _{Kx} m	Δ _{Ky} m	V _{Kx} KN	V _{Ky} KN	h _k m	Θ _{Kx}	Θ _{Ky}	Vérification
9	268.89	0.0017	0.0022	56.38	66.68	3.06	0.0027	0.0029	cv
8	3535.65	0.0015	0.0022	606.67	623.90	3.06	0.0028	0.0042	cv
7	6683.4	0.0017	0.0024	1085.44	1078.42	3.06	0.0034	0.0048	cv
6	9918.21	0.002	0.0024	1489.78	1438.76	3.06	0.0043	0.0054	cv
5	13153.03	0.002	0.0025	1831.59	1734.64	3.06	0.0052	0.0062	cv
4	16387.84	0.0023	0.0023	2108.98	1972.38	3.06	0.0053	0.0062	cv
3	19720.19	0.0022	0.0021	2322.66	2156.76	3.06	0.0061	0.0063	cv
2	23052.54	0.002	0.0016	2472.25	2291.69	3.06	0.0061	0.0066	cv
1	26701.99	0.0014	0.0011	2554.08	2368.79	4.08	0.0038	0.0033	cv

On constate que Θ_{Kx} et Θ_{Ky} sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.9. Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La structure est contreventée par voiles
- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

➤ Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

➤ Recommandations du RPA :

❖ Pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP: $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$.

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales PP:

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS:

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuées avec des crochets à 90° .
 - Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
 - Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, la direction de recouvrement de ces U doivent être alterner.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supporter la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VI.1.1-b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\phi) \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utiliser et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

1. Etapes de calcul de ferrailage :

1) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

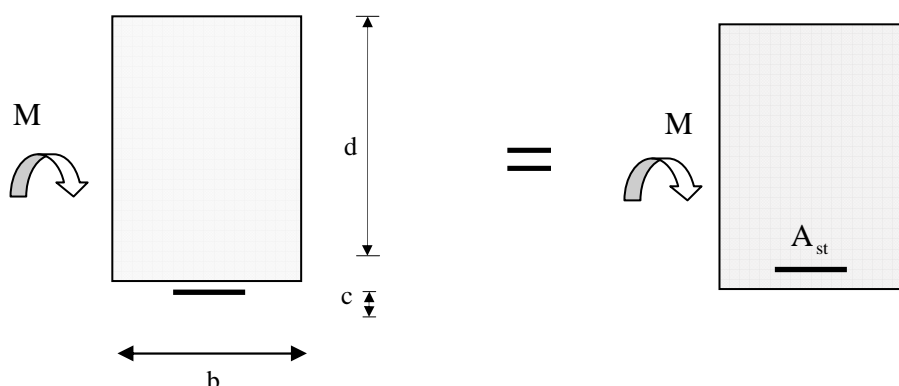
2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)**

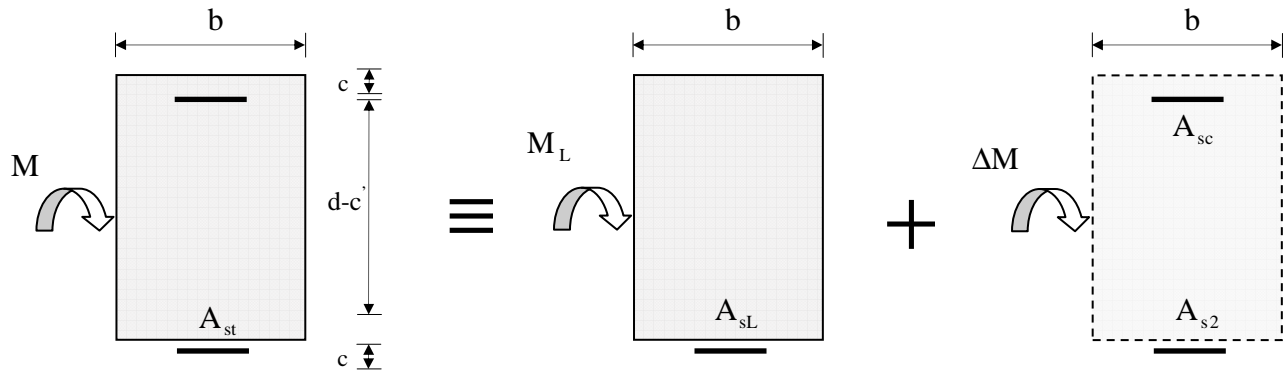
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

V-3-2. Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

V-3-2-1.poutres principales :

a) Tableau V-1:Ferrailage en travée :

Niv	Mmax (KN.m)	comb	μ	observation	β	Acal	Amin	Ferrailage	A adopté
RDC	98.566	acc	0,160	SSA	0,912	8.17	6	3HA14+3HA16	10.65
1	110.812	acc	0,180	SSA	0,900	9.31	6	3HA14+3HA16	10.65
2	111.592	acc	0,181	SSA	0,900	9.37	6	3HA14+3HA16	10.65
3	120.386	acc	0,196	SSA	0,890	10.22	6	3HA14+3HA16	10.65
4	95.012	Acc	0,154	SSA	0,916	7.84	6	3HA14+3HA16	10.65
5	95.012	Acc	0,154	SSA	0,916	7.84	6	3HA14+3HA16	10.65
6	73.379	Acc	0,119	SSA	0,936	5.93	6	3HA14+3HA16	10.65
7	56.517	Ac	0,092	SSA	0,952	4.49	6	3HA14+3HA16	10.65
SM	26.905	ELU	0,044	SSA	0,978	2.08	6	3HA14+3HA16	10.65

b) Tableau V-2 : Ferrailage sur appuis :

Niv	Mmax (KN.m)	Com b	μ	Observatio n	β	Acal	Amin	Ferrailage	A adopté
RDC	-110.414	Acc	0,179	SSA	0,900	9.27	6	3 HA 16+3HA16	12.06
1	-125.711	Acc	0,204	SSA	0,885	10.74	6	3 HA 16+3HA16	12.06
2	-127.169	Acc	0,206	SSA	0,883	10.89	6	3 HA 16+3HA16	12.06
3	-120.242	Acc	0,195	SSA	0,890	10.21	6	3 HA 16+3HA14	10.65
4	-110.334	Acc	0,179	SSA	0,900	9.27	6	3 HA 16+3HA14	10.65
5	-110.334	Acc	0,179	SSA	0,900	9.27	6	3 HA 16+3HA14	10.65
6	-93.456	Acc	0,152	SSA	0,917	7.7	6	3HA14+3HA14	9.23
7	-75.036	Acc	0,122	SSA	0,935	6.06	6	3HA14+3HA14	9.23
SM	-45.702	Acc	0,074	SSA	0,962	3.6	6	3HA14+3HA14	9.23

V-3-2-2.poutres secondaires :

a) Tableau V-3 : Ferrailage en travée :

Niv	Mmax (KN.m)	Comb	μ	observation	β	Acal	Amin	Ferrailage	A adopté
RDC	91.759	Acc	0,149	SSA	0,918	7.56	6	3HA14+3HA14	9.23
1	103.647	Acc	0,168	SSA	0,907	8.64	6	3HA14+3HA14	9.23
2	110.151	Acc	0,179	SSA	0,900	9.18	6	3HA14+3HA14	9.23
3	103.869	Acc	0,168	SSA	0,907	8.66	6	3HA14+3HA14	9.23
4	94.883	acc	0,154	SSA	0,916	7.83	6	3HA14+3HA12	8.01
5	82.216	acc	0,134	SSA	0,928	6.7	6	3HA14+3HA12	8.01
6	67.925	acc	0,110	SSA	0,942	5.45	6	3HA14+3HA12	8.01
7	47.361	acc	0,077	SSA	0,959	3.73	6	3HA14+3HA12	8.01
SM	26.351	acc	0,043	SSA	0,976	2.04	6	3HA14+3HA12	8.01

b) Tableau V-4 :Ferrailage sur appuis :

Niv	Mmax (KN.m)	comb	μ	Observation	β	Acal	Amin	Ferrailage	A adopté
RDC	- 104.682	Acc	0,170	SSA	0,909	8,7	3	3HA16+3HA16	12.06
1	- 122.534	Acc	0,199	SSA	0,937	9.89	3	3HA16+3HA16	12.06
2	- 132.113	Acc	0,214	SSA	0,924	10.81	3	3HA16+3HA16	12.06
3	- 132.244	Acc	0,214	SSA	0,924	10.81	3	3HA16+3HA16	12.06
4	-127.77	Acc	0,207	SSA	0,910	10.61	3	3HA16+3HA14	10.65
5	-127.77	Acc	0,207	SSA	0,910	10.61	3	3HA16+3HA14	10.65
6	- 107.516	Acc	0,174	SSA	0,986	8,24	3	3HA14+3HA14	9.23
7	-80.511	acc	0,130	SSA	0,898	6.78	3	3HA14+3HA14	9.23

SM	-30.938	GQE Y	0,050	SSA	0,891	2.62	3	3HA14+3HA14	9.23
----	---------	----------	-------	-----	-------	------	---	-------------	------

V-3-3. Vérifications à l'ELU :

V-3-3-1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99)

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

➤ Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 10.65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 9.23cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{sur appuis})$$

➤ Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38cm^2 .$$

$$D'où A_s = 8.01cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 9.23cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{Sur appuis})$$

V-3-3-2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = n \times 3\pi\Phi = 2 \times (3 \times 3,14 \times 1,6) = 30.144cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{182.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.30144} = 1.76 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.76 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{182.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.30144} = 1.76 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.76 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V-3-3-3. Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 182.13 \text{ KN.}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{182.13}{30 \times 38} = 1.6 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 295.52 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{295.52 \times 10}{30 \times 38} = 2.6 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-3-3-4 .Influence de l'effort tranchant aux appuis :

🚧 Influence sur le béton :(Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 684.14 \text{ KN.}$$

$$V_u = 182.13 \leq 684.14 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 16,7 \times 10^3 = 684,14 \text{ KN}.$$

$$V_u = 295.52 \leq 684,14 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures : (Art A.5.1,312/BEAL 91modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u est pris avec son signe.

Si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Sens principale :**

$$182.13 - \frac{127.169}{0,9 \times 0,38} = -189.70 < 0$$

➤ **Sens secondaire :**

$$295.52 - \frac{132.244}{0,9 \times 0,38} = -91.16 < 0$$

Conclusion : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures

V-3-3-5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}.$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}.$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}.$

Pour l'oncrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91modifiée 99 Art A.6.1 ,21.**

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm}.$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}.$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}.$

V-3-3-6.calcul des armatures transversales :

A. Poutres principales :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 10 cm**

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

B. Poutres secondaires:

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 10 cm.**

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

V-3-3-7 .Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

•Poutres principales :

$$\Phi_t \leq \min(1,14 ; 1,6 ; 3)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

•Poutres secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1,14; 1,6; 3)$$

Remarque :

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales **A_t = 4HA8 = 2.01 cm²**

V-3-3-8.Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V-3-3-9. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

V-3-4. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

V-3-4-1. Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

V-3-4-2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}.$$

- Contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumer dans les tableaux ci-dessous :

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K.

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

❖ **Tableau V-5 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Obs
Aux appuis	41.732	12.06	1.06	0.858	20.21	106.13	5.25	15	Vérifiée
En Travées	33.695	10.56	0.926	0.864	21.76	124.09	4.72	15	Vérifiée

❖ **Tableau V-6 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Obs
Aux appuis	41.732	12.06	1.06	0.858	20.21	106.13	5.25	15	Vérifiée
En travées	33.695	9.23	0.810	0.871	23.76	110.178	4.63	15	Vérifiée

Conclusion : les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

V-3-5.Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$.
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$.

A_s : section adoptée en travée.

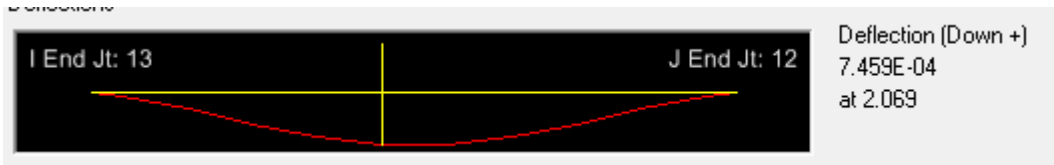
f_e : limite élastique des aciers (400 MPA).

M_t : moment max en travée à l'ELS (à partir de logiciel).

M_0 : moment max isostatique ($q_s \times l^2/8$).

Aussi on peut faire la vérification avec l'**ETAPS** ce qui nous donne :

✓ **Poutres principales** : $f_{\max}=0.0007459$



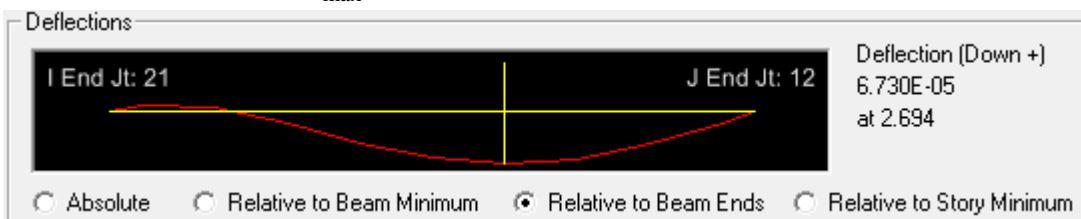
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{460}{500} = 0.92$$

Avec l : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

$f_{\max} < \bar{f}$ donc c'est vérifier

✓ **Poutre secondaire** : $f_{\max}=0.0000673$



$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88$$

$f_{\max} < \bar{f}$ donc c'est vérifier

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée.

I - Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

II - Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

II -1- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

II -2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire 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.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

II -3- Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

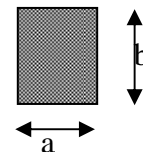
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ Quantité d'armatures transversales minimale :

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

III- Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

III -1- CALCUL DES ARMATURES À L'ELU :

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

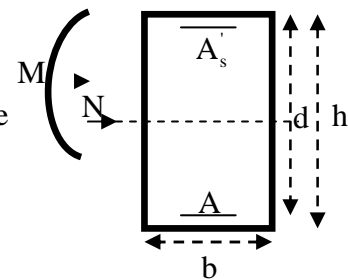
III-1-1- Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « **C** » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « **C** » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

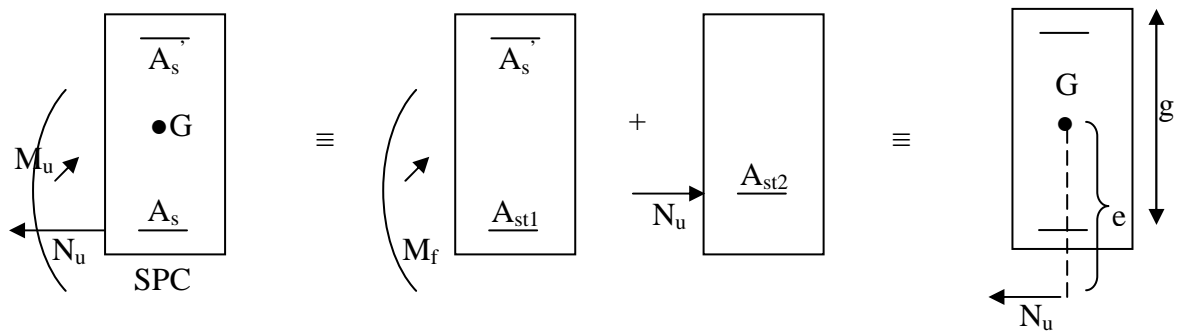
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

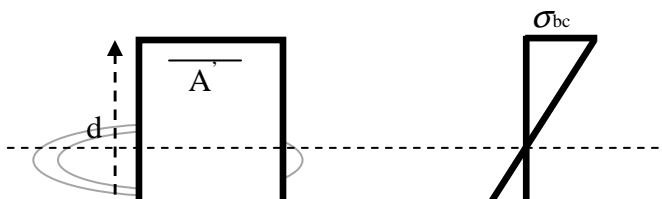
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).



On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

III-1-2- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

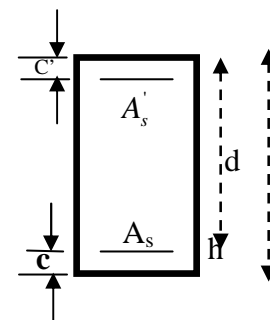
$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} cas :



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

IV- Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

IV-1- ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

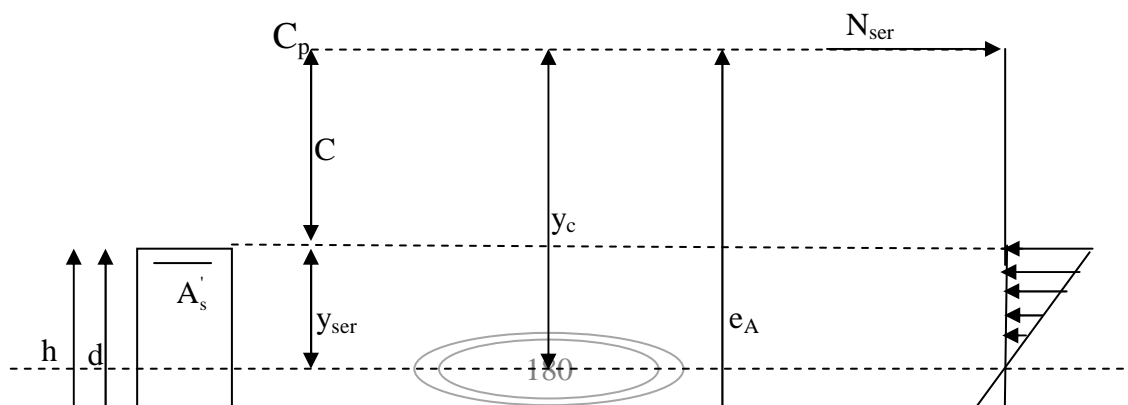
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \langle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \rangle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A à le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose : $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s(d - C_p)}{b}$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s(d - C_p)^2}{b}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

IV – 2 - Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

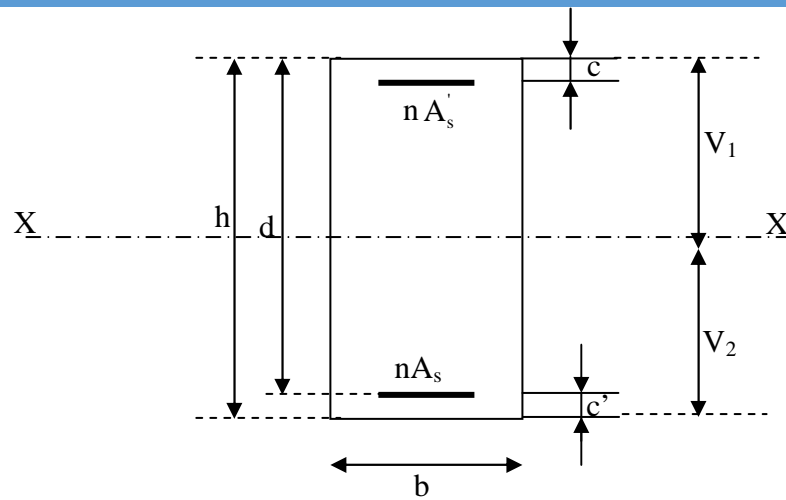
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\epsilon_{bc} = E_b \epsilon_s, \quad \epsilon_{st} = E_s \epsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

IV-3 - LE MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION EST DONNÉ PAR RAPPORT À L'AXE NEUTRE :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c.a.d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

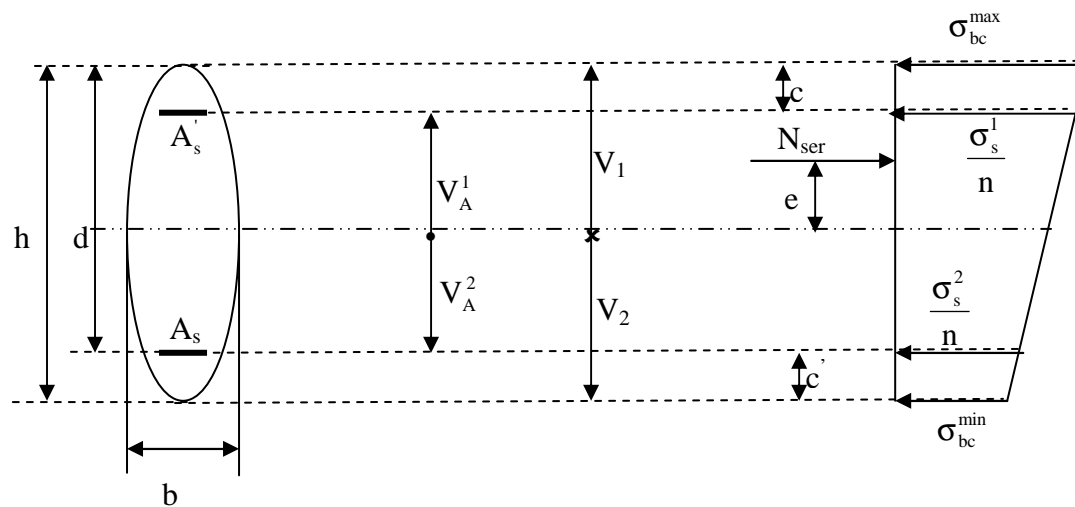
Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L'ELS

CHAPITRE VII : FIRAILLAGE DES POTEAUX

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens xx :

Niveau	poteau	N(kn)	M(kn.m)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC ,Et1,Et2	45x45	N _{min} =-1368.63	M _{cor} =0.455	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		N _{max} = -138.47	M _{cor} =0.347	SEC	0	0			
		N _{cor} = -1115.18	M _{max} =-27.711	SEC	0	0			
Et3,et4,et5	40x40	N _{min} = -819.77	M _{cor} =9.569	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N _{max} =-51.78	M _{cor} =0.072	SEC	0	0			
		N _{cor} =-466.21	M _{max} =-27.475	SEC	0	0			
Et6,et7,et SM	35x35	N _{min} = -327.73	M _{cor} = -8.044	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N _{max} =- 2.31	M _{cor} =-0.034	SEC	0	0			
		N _{cor} =- 160.16	M _{max} =-28.449	SPC	0	0.31			

Tableau VI.1.2 :ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC, Et1, Et2	45x45	N _{min} = -1368.63	M _{cor} = -6.44	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		N _{max} = -138.47	M _{cor} = -0.145	SET	0	0			
		N _{cor} = -688.89	M _{max} = -29.15	SEC	0	0			
Et3, et4, et5	40x40	N _{min} = -819.77	M _{cor} = -4.732	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N _{max} = -51.78	M _{cor} = -0.101	SEC	0	0			
		N _{cor} = -232.51	M _{max} = -37.28	SEC	0	0			
Et6, et7, et SM	35x35	N _{min} = -327.73	M _{cor} = -3.949	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N _{max} = -2.31	M _{cor} = -0.043	SEC	0	0			
		N _{cor} = -119.33	M _{max} = -35.50	SPC	0	1.54			

Tableau VI.1.3 : ferraillage des poteaux dans le sens (y-y).

Conclusion :

On a opté pour le ferraillage suivant :

✓ **Poteaux (45 x 45) : 4 HA20 + 4 HA 16**

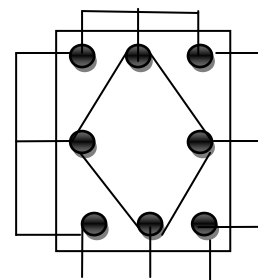
La section totale de :

$$4HA20 + 4 HA 16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{smin} = 16.20 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

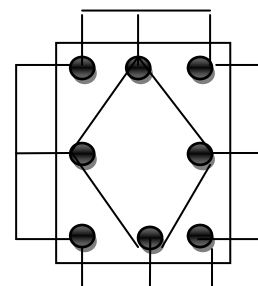


$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$



$$As_3 = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux (40 x 40) : 8HA 16**

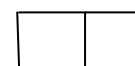
La section totale de 8HA 16 = 16.08 cm²

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{smin} = 12.80 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

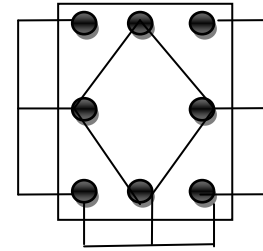
$$As_2 = 3HA14 = 4.21 \text{ cm}^2$$



✓ **Poteaux (35 x 35) : 4HA 14 +4HA12**

La section totale de 4HA 14+4HA12 = 10.67 cm²
est supérieur à la section minimale exigée par
le RPA ($A_{smin} = 9.80 \text{ cm}^2$)

$$A_{s3} = 3HA14 = 4.21 \text{ cm}^2$$



$$A_{s3} = 3HA14 = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 3HA14 = 4.21 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} : 348 \text{ MPa (contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\overline{\sigma}_b : 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes su béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3 – 3 et 2 – 2.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inferieurs.

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	A _{s3} (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
-------------	-----------	--------------------------	---------------------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Combinaison	(KN)	(KN.m)	(cm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
$N_{\max} - M_{2\text{coores}}$	51.78	0.072	6.03+6.03	0.3	4.43	0.29	4.29
$N_{\min} - M_{2\text{coores}}$	594.82	6.734	6.03+6.03	3.85	56.6	2.83	43.6
$M_{2\text{ max}} - N_{\text{corres}}$	337.44	19.537	6.03+6.03	3.37	47.2	0.42	9.67

$N_{\max} - M_{3\text{coores}}$	138,47	0.145	8.29+8.29	0.62	9.23	0.6	9.04
$N_{\min} - M_{3\text{coores}}$	996.59	4.671	8.29+8.29	4.62	68.9	4.14	62.6
$M_{3\text{ max}} - N_{\text{corres}}$	499,21	21.011	8.29+8.29	3.28	47	1.11	18.8

Sens 2 – 2 :

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₂ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} - M_{2\text{coores}}$	138,47	0.347	8.29+8.29	0.63	9.37	8.9	0.59
$N_{\min} - M_{2\text{coores}}$	996.59	0.336	8.29+8.29	4.4	66	4.37	65.5
$M_{2\text{ max}} - N_{\text{corres}}$	806.97	19.693	8.29+8.29	4.56	66.4	2.53	40

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} - M_{3\text{coores}}$	51.78	0.101	6.03+6.03	0.3	4.46	0.28	4.26
$N_{\min} - M_{3\text{coores}}$	594.82	3.28	6.03+6.03	3.59	53.2	3.09	47
$M_{3\text{ max}} - N_{\text{corres}}$	169.17	26.842	6.03+6.03	3.38	44.3	0	-28.7

Sens 2 – 2 :

Poteaux (35 x 35) :

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} - M_{3\text{coores}}$	2.31	0.043	4.21+4.21	0.02	0.31	0.01	0.19
$N_{\min} - M_{3\text{coores}}$	594.82	3.28	4.21+4.21	4.73	70.1	3.99	60.8

Niveaux	(cm ²)	Adopté (cm)	σ _{max} (ZC)	σ _{max} (ZR)	Observation		
RDC, 1 et 2	45×45	20.6	81	121.5	vérifiée		
3 ,4 et 5	40×40	16.08	64	96	vérifiée		
6 ,7, et SM	35×35	10.67	49	73.5	vérifiée		
M ₃ max → N _{corres}	169.17	26.842	4.21+4.21	5.12	64.3	0	-56.2

Sens 2 – 2 :

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₂ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{max} \rightarrow M_{2\ coores}$	2.31	0.79	4.21+4.21	0.15	1.7	0	-3.65
$N_{min} \rightarrow M_{2\ coores}$	594.82	6.52	4.21+4.21	5.1	74.6	3.62	56.2
$M_{2\ max} \rightarrow N_{corres}$	116.08	20.233	4.21+4.21	3.86	47.9	0	-49.4

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

V- Recommandations et exigences du RPA99 :

V-1- Le pourcentage maximal :

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR).} \end{array} \right.$

V-2- Armatures transversales :

(Exemple de calcul pour le RDC)

V-3- Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.}$$

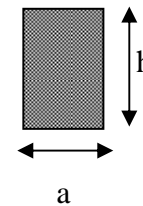
- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$)

V-4- escapement des diametres: (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,4, 40 \text{ cm}, 45 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm.}$$

Avec : **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.



V-5- Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21 \text{ cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ Poteaux de RDC :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{408-45}{6}; 45; 45; 60\right) = 60.5$$

$$\text{Soit } h' = 60 \text{ cm}$$

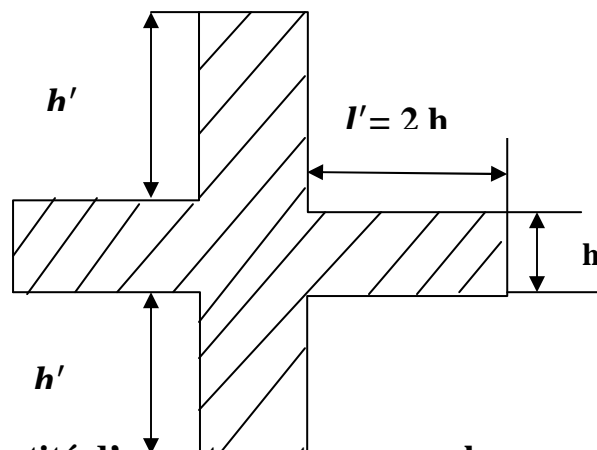
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

➤ Poteaux d'étage courant :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right) = 60$$

Soit $h' = 60$ cm

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



V-6- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

(RPA99/Art7.4.22)

$$\lambda_g = \frac{0,7L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,51 = 2,457m.$$

Tel que : « b » : est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement.

« L_0 » : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,45} = 5,46 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025cm^2.$$

$$A_t = 2,02cm^2 > 2,01cm^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

V-7- Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Et
$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

V-8- Armatures transversales et vérification au cisaillement :

(RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_e f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_e : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant ; il est pris égale à **2.50** si l'élancement géométrique λ_g dans la section considérée est supérieur ou égale à **5** et à **3.75** dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

NIV	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	b (cm)	h (cm)	ρ_b	A_t (min)	A_{dapte}	S_t (cm)	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS.
RDC 1 et 2	22.09	5.64	2,5	45	45	0,075	2.02	20.6	ZN ($S_t = 10 \text{ cm}$) ZC ($S_t = 15 \text{ cm}$)	0,116	1	Vérifiée
3, 4 et 5	25.35	4.65	3,75	40	40	0,04	1,8	16.08		0,171	0.75	Vérifiée
6,7 et SM	24.62	5.42	2.5	35	35	0.075	1.57	10.67		0.219	1	Vérifiée

V-9- Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400}, \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (0 3) zones :

- Zone 1 : RDC 1^{ère} et 2^{ème} niveau
- Zone 2 : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} niveau
- Zone 3 : 6^{ème} et 7^{ème} niveau

VII-2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$G + \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{cases}$$

VII-3. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

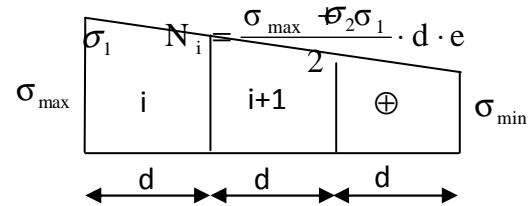
Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\sigma_{\max} N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

σ_{\min}

σ_1

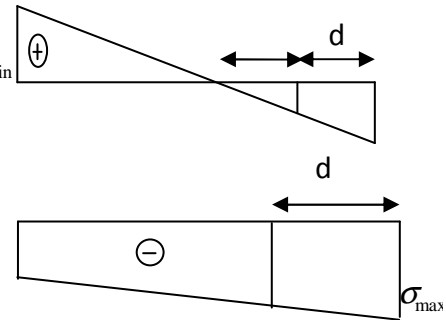


Figure VII-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

2. Détermination des armatures :

a. SEC :

• Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- **Armatures verticales :**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 MP_a$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ.

- D'après le **BAEL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA99 (version 2003)** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**)
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le **R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

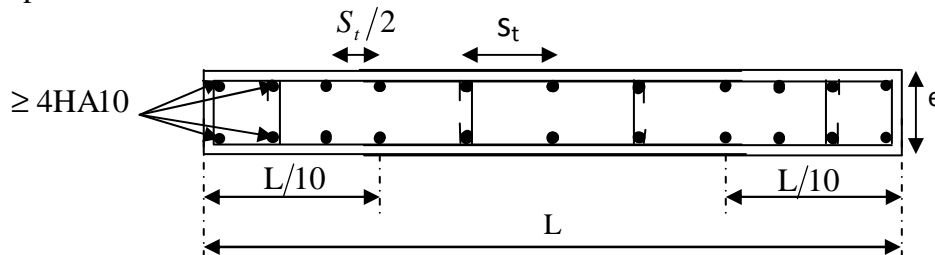


Figure VII-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

5. Les vérifications :

a. Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ et } V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

6. Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles transversaux pleins : VL1

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.80 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = L \cdot e = 0.56 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.6 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = -10536.5 \text{ KN} \\ \sigma_{\max} = 8577.3 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{8577.3}{10536.5 + 8577.3} \times 2.80 = 1.26 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.54 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.87 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = L_t/2 = 0.772\text{m}$

❖ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.54 - 0.772}{1.54} \cdot (-10536.5) = -5268.25 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_1 = \frac{10536.5 + 5268.25}{2} \cdot 0.772 \cdot 0.2 = 1219.73 \text{KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 30.49 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = 1219.73 \times 10 / 400 = 30.49 \text{cm}^2$$

❖ **2^{eme} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{5268.25}{2} \cdot 0.772 \cdot 0.2 = 406.578 \text{KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s.$$

$$A_{v2} = 406.578 \cdot 10 / 400 = 10.16 \text{cm}^2$$

• **Armatures minimales /bandes :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.2 B \right) = 8.1 \text{cm}^2$$

$$B = d \times e = 20 \times 74.7 = 1544 \text{cm}^2$$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 493.8 \times 10}{400} = 19.01 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 30.49 + \frac{19.01}{4} = 35.25 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.16 + \frac{19.01}{4} = 14.92 \text{cm}^2$$

➤ Le ferrailage adopté:

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

- ✓ **1^{ère} bande** : $14HA20 = 37.68 \text{ cm}^2/d1$ **soit**: 7HA20 /nappe .avec espacement de **10cm**.
- ✓ **2^{ème} bande** : $14HA14 = 15.84 \text{ cm}^2/d2$ **soit**: 7HA14/nappe avec espacement de **10 cm**

❖ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : } =

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = \max \left\{ \frac{37.68}{4}; 0.15\% 0.15 \right\} = 9.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA12 = 10.18 cm²/ ml avec : St = 11 cm.

❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.

Soit : 05 épingles de HA8 / m²

❖ Armature des potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

• Vérification des contraintes :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{493.8 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{691.32 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2800} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.37 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1008.9 \times 10^3}{2800 \times 200 + 15 \times 37.68 \times 10^2} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

FERAILLAGES de VL1

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.8	2.8	2.8
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.56	0.56	0.56
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		8577.3	4654.23	3098.6
	σ_{\min} [KN/m ²]		-10536.5	-5585.3	-4795.3
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		493.8	382.7	205.7
	L _t (m)		1.54	1.53	1.70
	L _c (m)		1.26	1.27	1.10
	d (m)		0.772	0.764	0.850
	σ_1 [KN/m ²]		5268.250	2792.650	2397.650
	N (kN)	N ₁	1219.73	639.78	611.73
		N ₂	406.578	213.261	203.910
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30.49	15.99	15.29
		A _{v2}	10.16	5.33	5.10
	A _{vi} (cm ²)		19.01	14.73	7.92
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	35.25	19.68	17.27
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	14.92	9.02	7.08
	A _{min} (cm ²)		8.10	8.02	8.93
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x7HA20	2 x 7HA16	2 x 7HA14
		Bonde 2	2x7HA14	2 x 7HA10	2 x 7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.32	2.29	2.55
	A _H /nappe (cm ²)		9.42	7.04	5.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe
	ep =11cm		(A=10.18cm ²)	(A=7.06cm ²)	(A=7.06cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.980	0.759	0.408
		τ_b (MPa)	1.372	1.063	0.571

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

		N _s (kN)	1008.9	690.39	299.9
	ELS	σ_b (MPa)	1.58	1.12	0.49

FERRAILLAGES VL2

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.6	1.6	1.6
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.32	0.32	0.32
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4664.41	3400.49	2581.7
	σ_{\min} [KN/m ²]		-5775.11	-5101.9	-4107.2
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		226.73	179.28	98.89
	L _t (m)		0.89	0.96	0.98
	L _c (m)		0.71	0.64	0.62
	d (m)		0.443	0.480	0.491
	σ_1 [KN/m ²]		2887.555	2550.950	2053.600
	N (kN)	N ₁	383.37	367.37	302.63
		N ₂	127.791	122.457	100.878
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.58	9.18	7.57
		A _{v2}	3.19	3.06	2.52
	A _{vi} (cm ²)		8.73	6.90	3.81
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11.77	10.91	8.52
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.38	4.79	3.47
	A _{min} (cm ²)		4.65	5.04	5.16
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12.3	12.31	9.05
		Bonde 2	6.78	6.78	4.71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 4HA14	2x 4HA14	2x 4HA12
		Bonde 2	2x 3HA12	2x 3HA12	2 x 3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	14 cm	14 cm	14 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.33	1.44	1.47
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	S _H =20cm		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.787	0.623	0.343

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

		τ_b (MPa)	1.102	0.872	0.481
		N_s (kN)	525.43	360.28	180.1
	ELS	σ_b (MPa)	1.51	1.03	0.53

FERAILLGES VT1

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.26	0.26	0.26
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		7247.88	3374.01	2972.54
	σ_{min} [KN/m ²]		-8984.45	-5354.2	-5101.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		147.02	129.9	78.5
	L_t (m)		0.72	0.80	0.82
	L_c (m)		0.58	0.50	0.48
	d (m)		0.360	0.399	0.411
	σ_1 [KN/m ²]		4492.225	2677.100	2550.750
	N (kN)	N_1	484.85	320.23	314.27
		N_2	161.616	106.745	104.758
	A_v (cm ²)	A_{v1}	12.12	8.01	7.86
		A_{v2}	4.04	2.67	2.62
	A_{vj} (cm ²)		5.66	5.00	3.02
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	13.54	9.26	8.61
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	5.46	3.92	3.37
	A_{min} (cm ²)		3.78	4.19	4.31
	$A_{vadopté}$ (cm ²)	Bonde1	18.84	12.05	9.23
		Bonde 2	6.78	4.71	4.71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA20	2x3HA16	2x3HA14
		Bonde 2	2x3HA12	2x3HA10	2x3HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		1.08	1.20	1.23
	A_H /nappe (cm ²)		4.71	3.01	2.31
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	S=20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

contraintes		τ_u (MPa)	0.628	0.555	0.335
		τ_b (MPa)	0.880	0.777	0.470
	ELS	N_s (kN)	443.51	275.52	97.33
		σ_b (MPa)	1.49	0.97	0.35

FERAILLAGES VT2

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.7	1.7	1.7
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.34	0.34	0.34
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		6738.78	3393.08	3393.08
	σ_{\min} [KN/m ²]		-9514.7	-4394.7	-3560.12
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		168.75	100.92	58.26
	L_t (m)		1.00	0.96	0.87
	L_c (m)		0.70	0.74	0.83
	d (m)		0.498	0.480	0.435
	σ_1 [KN/m ²]		4757.350	2197.350	1780.060
	N (kN)	N_1	710.16	316.19	232.41
		N_2	236.719	105.398	77.470
	A_v (cm ²)	A_{v1}	17.75	7.90	5.81
		A_{v2}	5.92	2.63	1.94
	A_{vj} (cm ²)		6.50	3.89	2.24
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	19.38	8.88	6.37
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	7.54	3.61	2.50
	A_{\min} (cm ²)		5.22	5.04	4.57
	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	Bonde1	25.13	12.31	9.05
		Bonde 2	9.05	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA20	2x4HA14	2x4HA12
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA10	2x4HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10 cm	10 cm
	$A_{H\min}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		1.49	1.44	1.31
	A_H /nappe (cm ²)		6.28	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14/nappe	5HA12/nappe	5HA10/nappe
	S =20cm		(A=7.69cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=3.92)cm ²)

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contraint e	τ_u (MPa)	0.551	0.330	0.190
		τ_b (MPa)	0.772	0.462	0.267
	ELS	N _s (kN)	800.22	526.98	231.16
		σ_b (MPa)	2.05	1.43	0.64

FERAILLAGES VT4

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.2	0.2	0.2
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		6527.94	3124.21	2767.23
	σ_{\min} [KN/m ²]		-8991.26	-4487.91	-4427.98
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		93.14	87.45	83.02
	L _t (m)		0.58	0.59	0.62
	L _c (m)		0.42	0.41	0.38
	d (m)		0.290	0.295	0.308
	σ_1 [KN/m ²]		4495.630	2243.955	2213.990
	N (kN)	N ₁	390.69	198.45	204.38
		N ₂	130.230	66.149	68.125
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.77	4.96	5.11
		A _{v2}	3.26	1.65	1.70
	A _{vi} (cm ²)		3.59	3.37	3.20
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.66	5.80	5.91
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4.15	2.50	2.50
	A _{min} (cm ²)		3.04	3.10	3.23
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12.06	6.78	6.78
		Bonde 2	6.78	4.71	4.71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA16	2x3HA12	2x3HA12
		Bonde 2	2x3HA12	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		0.87	0.88	0.92
	A _H /nappe (cm ²)		3.02	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

	S =20cm		(A=3.92cm ²)	(A=3.92m ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.517	0.486	0.461
		τ_b (MPa)	0.724	0.680	0.646
	ELS	N _s (kN)	500.42	310.34	129.21
		σ_b (MPa)	2.19		0.59

FERAILLAGES VT3

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		7665.95	2687.06	2173.88
	σ_{min} [KN/m ²]		-9147.22	-3914.7	-3014.58
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		212.94	149.77	77.53
	L _t (m)		0.82	0.89	0.87
	L _c (m)		0.68	0.61	0.63
	d (m)		0.408	0.445	0.436
	σ_1 [KN/m ²]		4573.610	1957.350	1507.290
	N (kN)	N ₁	559.86	261.15	197.05
		N ₂	186.621	87.050	65.682
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.00	6.53	4.93
		A _{v2}	4.67	2.18	1.64
	A _{vi} (cm ²)		8.20	5.77	2.98
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	16.05	7.97	5.67
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.72	3.62	2.39
	A _{min} (cm ²)		4.28	4.67	4.58
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	16.08	12.31	9.05
		Bonde 2	9.05	9.05	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x4HA14	2X4HA12
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA10	2 x 4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.22	1.33	1.31
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe		5HA12/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

		(cm ²)			
		S =20cm	(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.789	0.555	0.287
		τ_b (MPa)	1.104	0.777	0.402
	ELS	N _s (kN)	426.34	277.19	108.06
		σ_b (MPa)	1.26	0.83	0.33

FERAILLAGES VT5

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.6	1.6	1.6
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		3358.54	1852.2	1299.17
	σ_{\min} [KN/m²]		-4872.52	-2548.5	-1452.6
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		366.85	175.2	82.66
	L _t (m)		0.95	0.93	0.84
	L _c (m)		0.65	0.67	0.76
	d (m)		0.474	0.463	0.422
	σ_1 [KN/m²]		2436.260	1274.250	726.300
	N (kN)	N ₁	432.66	221.38	115.02
		N ₂	144.219	73.793	38.340
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.82	5.53	2.88
		A _{v2}	3.61	1.84	0.96
	A _{vj} (cm ²)		14.12	6.75	3.18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14.35	7.22	3.67
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.14	3.53	1.75
	A _{min} (cm ²)		6.22	6.08	5.54
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	16.08	12.31	9.05
		Bonde 2	9.05	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 4HA16	2x 4HA14	2x 4HA12
		Bonde 2	2x 4HA12	2x 4HA10	2 x 4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.78	1.74	1.58
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe		5HA12/nap	5HA10/nap	5HA10/nap

CHAPITRE VIII : FIRAILLAGE DES VOILES

	(cm ²)	pe	pe	pe
	S =20cm	(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.019	0.487
		τ_b (MPa)	1.427	0.681
	ELS	N _s (kN)	439.1	302.44
		σ_b (MPa)	1.00	0.71
			0.36	

Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculé qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ☐ ☐ Type d'ouvrage à construire.
- ☐ ☐ Les caractéristiques du sol.
- ☐ ☐ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ☐ ☐ La capacité portance du terrain de fondation.
- ☐ ☐ La charge totale transmise au sol.
- ☐ ☐ La raison économique.
- ☐ ☐ La facilité de réalisation.

☐ ☐ Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte

admissible égale à 2 bars (sol meuble).

VIII)-2)- Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est

obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

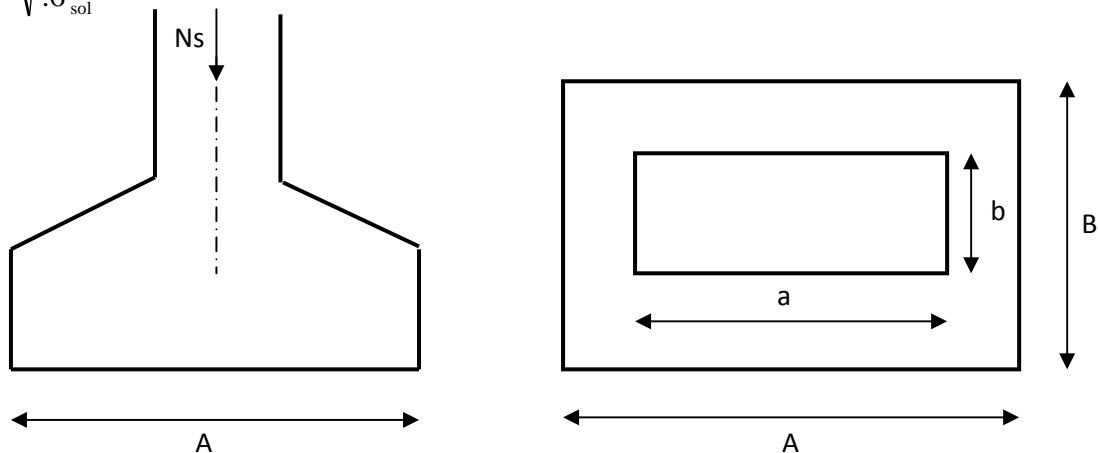


Figure. VIII.1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 996.59 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{996.59}{200}} = \text{m} \Rightarrow A = B = 2.23 \text{ m}$$

**L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes*

VIII-2-1-2.Semelles filantes :

Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

CHAPITRE IX: FONDATION

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. ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-2 : Récapitulatif de la des résultats des semelles sous voile.

. *Sens longitudinal* :

	Longueur(m)	G+Q (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m ²)
VL1	2.8	1008.69	1.8	5.04
VL1	2.8	1008.69	1.8	5.04
VL1	2.8	743.05	1.32	3.71
VL1	2.8	743.05	1.32	1.32
VL2	1.6	525.42	1.64	2.63
VL2	1.6	525.42	1.64	2.63

Surface des fondations sous voiles sens longitudinal : $S_L = 17.89 \text{ cm}^2$

Sens TRANSVERSAL.

	Longueur(m)	G+Q (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m ²)
VT1	1.3	443.56	1.7	2.22
VT1	1.3	443.56	1.7	2.22
VT2	1.7	800.21	2.35	4
VT3	1	495.77	2.48	2.48
VT3	1	495.77	2.48	2.48
VT2	1.7	800.21	2.35	4
VT2	1.7	880.49	2.35	4
VT3	1	559.3	2.8	2.8
VT3	1	559.3	2.8	2.8
VT2	1.7	880.49	2.35	4
VT3	1.5	426.21	1.42	2.13
VT3	1.5	426.21	1.42	2.13
VT4	1.6	436.4	1.36	2.18

Surface des fondations sous voiles (sens transversal) : $S_t = 37.44 \text{ cm}^2$

$$S_{vt} = 37.44 + 17.89 = 55.33 \text{ cm}^2$$

Semelles sous poteaux :

hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants sur la semelle.

Etape du calcul :

détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Exemple de calcul :

Tableau VIII-3 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
---------	-----------------	------------------	-------------------	-----------	---------------------

CHAPITRE IX: FONDATION

1	960.99	3347.14	1.34	6	5765.94
2	996.59		-4.61	2.4	2391.816
3	641.26		4.27	-2	-1282.52
4	748.3		4.81	-6	-4489.8

Résultante :

$$R = \sum N_i = 3347.14 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2385.43 + 5.81}{3347.14} = 0.71 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 2.84 \text{ m}$

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 2.84 \text{ m} < \frac{L}{6} = 2.3 \text{ m (repartition trapézoïdale)}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3347.14}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.71}{12}\right) = 328.44 \text{ KN/m}$$

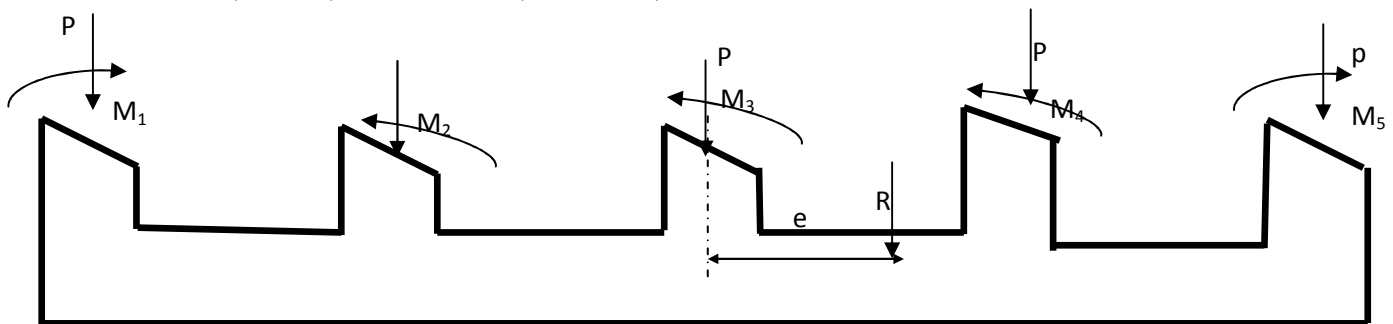


Figure VIII-2 : coupe verticale d'une semelle filante.

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q^{\frac{L}{4}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{328.44}{200} = 1.64 \text{ m}$$

Soit $B = 1.65 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S = 1.65 \times 12.45 = 20.4 \text{ m}^2$

$$S_2 = 1.65 \times 8.45 = 13.93 \text{ m}^2$$

$$St=34.34 \text{ m}^2$$

Remarque : Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de : $S_s=20.4 \times 6 + 13.93 \times 2=150.26\text{m}^2$

Conclusion :

Surface des fondations sous voiles (sens longitudinal plus transversal) : 55.33m^2

Surface des fondations sous poteaux: 150.26m^2

Surface de RDC : $S_b = 295.34 \text{ m}^2$.

les fondations occupent plus 50% de la surface de sous-sol ce que est inadmissible donc nous opterons pour un radier générale

VIII-2-1-3. Etude du radier :

Ce 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 diminué de son poids propre, il est

Rigide dans son plan horizontal,

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,

- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,

Facilité de coffrage et de ferrailage ;

Rapidité d'exécution.

VIII- 2-1-3-1Pré dimensionnement du radier :

1-Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol ,le radier est rigide s'il vérifie .

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée, $E = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} = Distance maximal de voile dans le même sens

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.93 \text{ m}$$

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

Sous poteaux :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ m}$$

Soit $h_d=30\text{cm}$

-Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{6} \Rightarrow \frac{460}{9} \leq h_n \leq \frac{460}{6} \Rightarrow 51.11 \leq h_n \leq 76.7 \text{ cm}$$

Soit $h_r=70\text{cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_d=30\text{cm}$ (hauteur de la dalle).

$h_n=100\text{cm}$ (la hauteur de la nervure).

$b=50\text{cm}$ (largeur de la nervure).

2- Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a: $G_{t-sol} = 25815.04\text{KN}$.

$Q_{t-sol} = 4434.72\text{KN}$.

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 41502.384\text{KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 30249.76\text{KN}$

A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{41502.384}{1.33 \times 200} = 156.024\text{m}^2$

A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{30249.76}{200} = 151.25\text{m}^2$

$S_{SS} = 295.34\text{m}^2$

$S_{SS} > \max(S_1, S_2) = 156.024\text{m}^2$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$L_d \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2} \cdot 30\right) = 50\text{ cm}$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$S_{radier} = S_{SS} + S_{debord} = 295.34 + (12.45 \times 0.45 \times 2) + (25.65 \times 0.45 \times 2) = 333.44\text{m}^2$

3. Détermination des efforts :

charge permanente

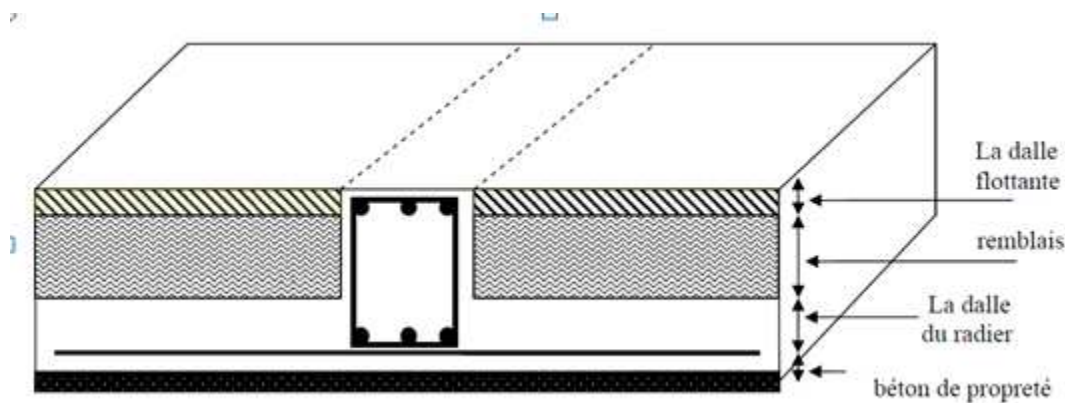


Figure VIII-3 : coupe verticale du radier

-poids du bâtiments revenant au sous-sol : 25815.04KN

P_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle : $g_1 = (S_{rad} \times h_d \times \varphi) = 333.44 \times 0.3 \times 25 = 2500.8 \text{KN}$

-Poids des nervures : $g_2 = (b \times h_n \times \varphi \times L \times m)$

M : nombre de portiques dans le sens considéré

$g_2 = (0.5 \times 0.6 \times 25 \times 12.45 \times 3) + (0.5 \times 0.6 \times 25 \times 25.65 \times 7) = 1626.75 \text{KN}$

-poids du TVO: $g_3 = (S_{rad} \times e_p \times \varphi) = (333.44 \times 0.7 \times 17) = 3967.93 \text{KN}$

-poids de la dalle flottante : $g_4 = (S_{rad} \times e_p \times \varphi) = (333.44 \times 0.12 \times 25) = 1000.32 \text{KN}$

$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 1000.32 + 3967.93 + 1626.75 + 2500.8 = 9095.8 \text{KN}$

Gt = poids du radier + poids de la structure :

$Gt = 9095.8 + 25815.04 = 34910.84 \text{KN}$.

surcharge d'exploitation :

$Q_{s-sol} = 4434.72 \text{KN}$

$Q_{rad} = 2.5 \times 333.44 = 833.6 \text{KN}$

$Q_{tot} = 5268.32 \text{KN}$

combinaison d'actions :

A'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 34910.84 + 1.5 \times 5268.32 = 55032.1 \text{KN}$

A'ELS : $N_s = G + Q = 34910.84 + 5268.32 = 40179.16 \text{KN}$

4- Vérifications :

Vérification de contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{55032.1 \times 1}{333.44} \times \frac{4.60}{2} = 379.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{379.6 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.42 \text{ MPa}$$

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

Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.825 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.56 \text{ m}$$

Avec : S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 40929 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 153025 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

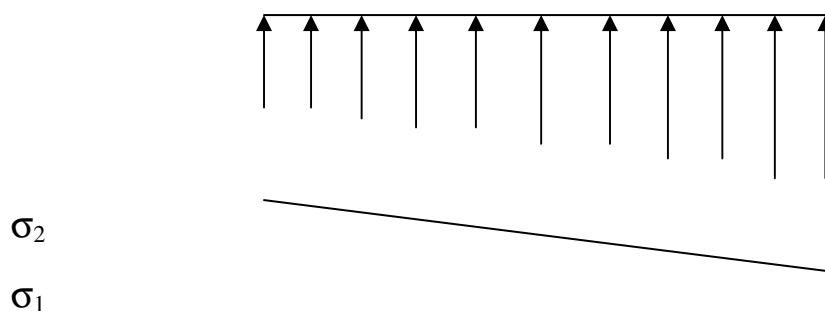


Figure VIII-4 Diagramme des contraintes sous le radier

-Sens transversal de sous-sols :

$$M_x = 43001.81 \text{ KNm}$$

A l'ELU : $M_x = 43001.81 + 1 \times 2554.08 = 45555.9 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55032.1}{333.44} + \frac{45555.9}{15302.5} \times 12.825 = 203 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55032.1}{329.63} - \frac{45555.9}{15302.5} \times 12.825 = 127 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204.65 + 128.72}{4} = 184 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN / m}^2$$

A l'ELS : $M_x = 45555.9 \text{ KNm}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40179.16}{333.44} + \frac{45555.9}{15302.5} \times 12.825 = 158.46 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40179.16}{333.44} - \frac{45555.9}{15302.50} \times 12.825 = 82.53 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 158.46 + 82.53}{4} = 139.47 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

-Sens longitudinal du sous-sol :

A l'ELU: $M_y = 45998.76 + 1 \times 2368.79 = 48367.55 \text{ KNm}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55032.1}{333.44} + \frac{48367.55}{4092.9} \times 6.56 = 242.56 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55032.1}{333.44} - \frac{44813.67}{4092.9} \times 6.56 = 87.52 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 242.56 + 87.52}{4} = 203.9 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN / m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS: $M_y = 48367.55 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40179.16}{333.44} + \frac{48367.55}{4092.9} \times 6.56 = 198.02 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40179.16}{333.44} - \frac{48130.69}{4092.9} \times 6.56 = 42.97 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198.02 + 42.97}{4} = 160.7 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

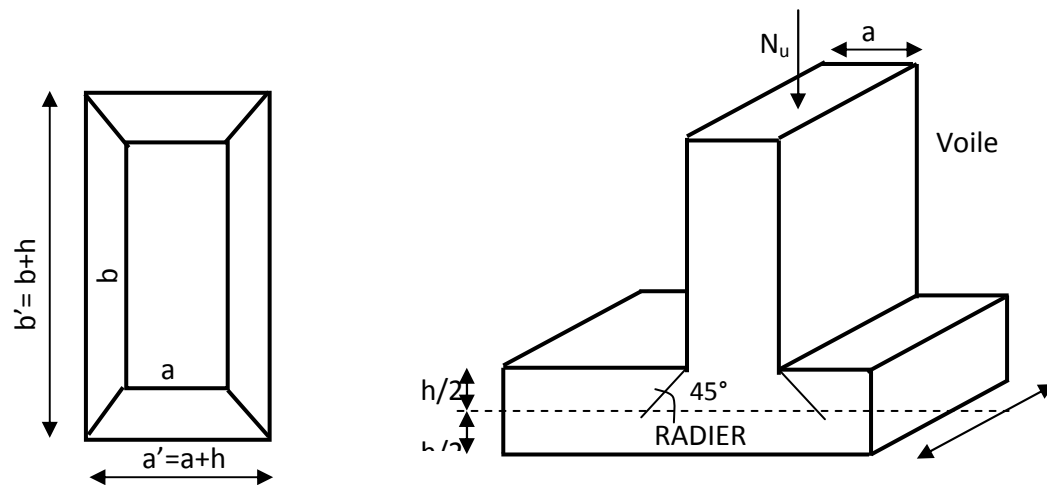
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



b

Figure.VIII-5: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) \times 2 = 5.6m$$

$$N_u = 1368.63 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 1000}{1.5} = 4200 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4m$$

$$N_u = 1383.83 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25 \times 1000}{1.5} = 4800 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : hauteur total du radier $Z = 1 \text{ m}$.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$.

$$P = G_{\text{supersructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 25815.04 + 9095.8 = 34910.84 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 145.455 \times 10 \times 1 = 2181.8 \text{ KN}.$$

$$P = 34825.5 \text{ KN} > 2181.8 \text{ KN}.$$

\Rightarrow Condition vérifiée .

4. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\nu=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{4.6} = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

-A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206.9 - \frac{9095.8}{333.44} = 179.72 \text{KN} / \text{m}^2$

- A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 160.7 - \frac{9095.8}{333.4} = 132.89 \text{KN} / \text{m}^2$

-Calcul des armatures à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{um} \cdot L_x^2 = 0.0401 \times 179.72 \times 4.4^2 = 139.52 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.911 \times 139.52 = 127.1 \text{ KNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

Le ferraillage se fait dans les deux sens (x-x et y-y)..

Ferraillage dans le sens XX :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0.5)M_{umax}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 139.52 = -69.76 \text{ KNm}$$

Moments aux travées :

$$M_{ut} = (0.75)M_{umax}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 139.52 = 104.64 \text{ KNm}$$

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{69.76 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.065 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.065 \rightarrow \beta_u = 0.966$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{69.52 \times 10^3}{0.966 \times 27 \times 348} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 10.77 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA14/ml = 10.77 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{104.64 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.1 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.1 \rightarrow \beta_u = 0.947$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{104.64 \times 10^3}{0.947 \times 27 \times 348} = 11.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16/ml = 14.07 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

Ferraillage dans le sens YY :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0.5) M_{umax}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 127.1 = -63.55 \text{ KNm}$$

Moments aux travées :

$$M_{ut} = (0.75) M_{umax}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 127.1 = 95.32 \text{ KNm}$$

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{63.55 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.06 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.06 \rightarrow \beta_u = 0.969$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{63.55 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA14 /ml = 9.23 cm²/ml avec un espacements de 17 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{95.32 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.09 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.09 \rightarrow \beta_u = 0.953$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{95.32 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 10.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6HA16 /ml=12.06cm²/ml avec un espacement de 17cm

Tableau VIII-4: Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

5. Vérification :

5.1 Vérification de la non fragilité du béton :

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

	Sens Longitudinal	Sens transversal
Armatures en appuis	7 HA14/ml	6HA14/ml
Armatures en travée	7HA16/ml	6HA16/ml

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} =$$

$$100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.956}{2} \right) = 2.4$$

Sens xx : $A_s^a = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2$

$$A_s^t = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Sens y-y : } A_s^a = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.45 \text{ cm}^2$$

5-2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 17\text{cm} < 45\text{cm}$$

6. Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0401 \times 132.89 \times 4.4^2 = 103.16 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.911 \times 103.16 = 93.98 \text{ KNm}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

Sens x-x :

$$M_s^a = (-0.5) \times 103.16 = -51.58 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 103.16 = 77.38 \text{ KNm}$$

Sens y-y :

$$M_s^a = (-0.5) \times 93.98 = -46.99 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 132.6 = 70.48 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{69.52}{51.58} = 1.35$$

$$\mu = 0.066 \rightarrow \alpha = 0.0856$$

$$\alpha = 0.1460 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\gamma = \frac{104.64}{77.38} = 1.35$$

$$\mu = 0.1 \rightarrow \alpha = 0.132$$

$$\alpha = 0.132 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

Vérification des contraintes dans le béton (Sens y-y) :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{63.55}{46.99} = 1.35$$

$$\mu = 0.06 \rightarrow \alpha = 0.0774$$

$$\alpha = 0.774 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \quad \text{.....condition vérifier}$$

En travée

$$\gamma = \frac{95.32}{71.81} = 1.35$$

$$\mu = 0.09 \rightarrow \alpha = 0.1181$$

$$\alpha = 0.1181 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \quad \text{.....condition vérifier}$$

VIII-2-1-3-2. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

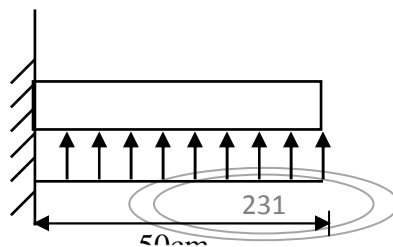


Figure VIII-6. : Schéma statique du débord

Sollicitation de calcul

A l'ELU :

$$q_u = 179.73 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{179.73 \times 0.5^2}{2} = 22.46 \text{ Nm}$$

A l'ELS :

$$q_s = 132.89 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{132.89 \times 0.5^2}{2} = 16.61 \text{ KNm}$$

Calcul des armatures

$b=1\text{m} ; d =27\text{cm} ; f_{bc}=14.2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.46 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.022 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{22.46 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 x b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

on adopte 4HA12 = 4.52 cm²/ml

calcul de l'espacement :

$$S_r = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

CHAPITRE IX: FONDATION

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm²/ml , S_t=25cm

Verification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.46}{16.61} = 1.35$$

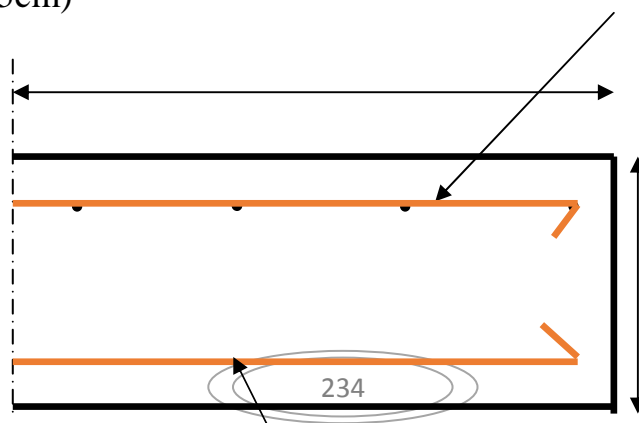
$$\alpha = 0.0279 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

Il n'ya pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

4HA12/ml (S_t= 25cm)

45 cm

30cm



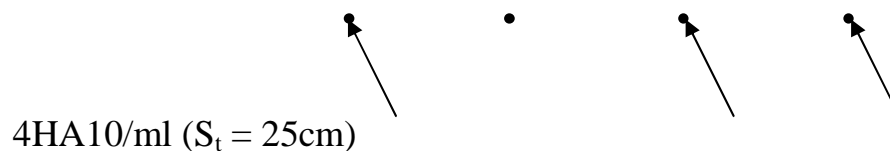


Figure.VIII-7: Plan de ferrailage de débord

Remarque : Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII-2-1-3-3.Ferrailage des nervures :

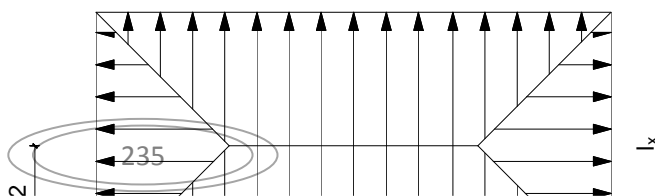
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

Charge trapézoïdale :



$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

Charge triangulaire :

Figure VIII-8 : Répartition trapézoïdale

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

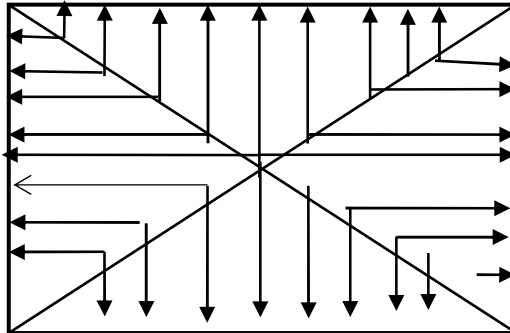


Figure VIII -10: Répartition triangulaire

Charges à considérer :

Sens transversal de RDC:

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 179.73 \times 1.54 \times 2 = 552.9 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 132.83 \times 1.54 \times 2 = 409.11 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 179.73 \times 1.15 \times 2 = 413.38 \text{ KN / ml.}$$

Sens longitudinal de RDC:

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 179.73 \times 2.93 = 526.6 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 132.83 \times 2.93 = 389.37 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 179.73 \times 2.1 = 377.43 \text{ KN / ml.}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Sens transversal :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci dessous :

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU:

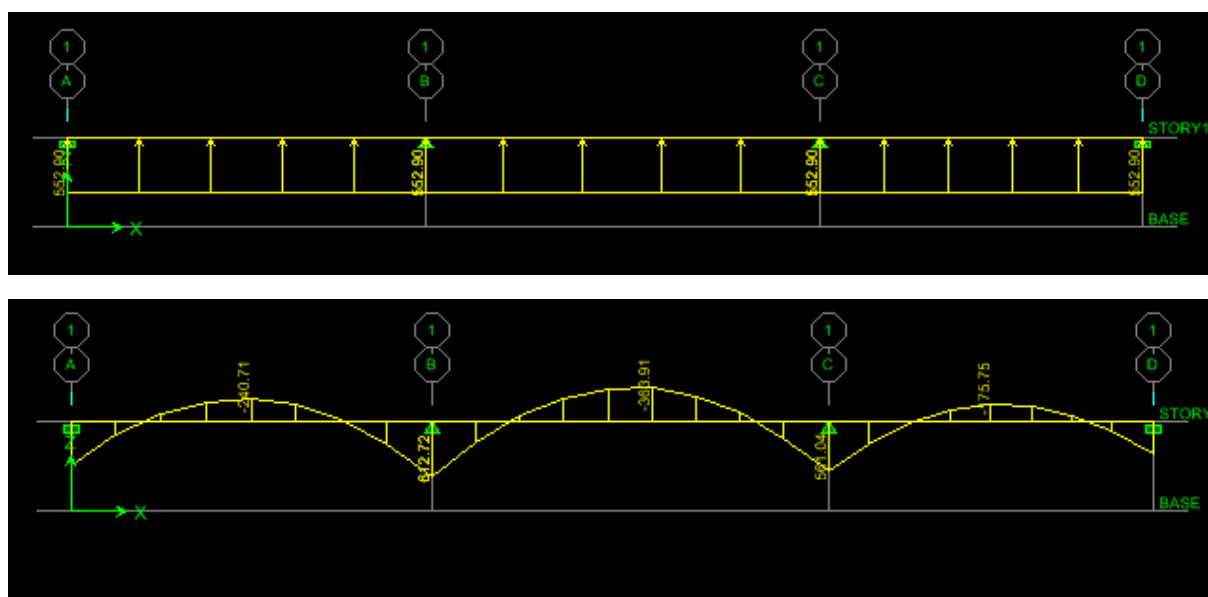
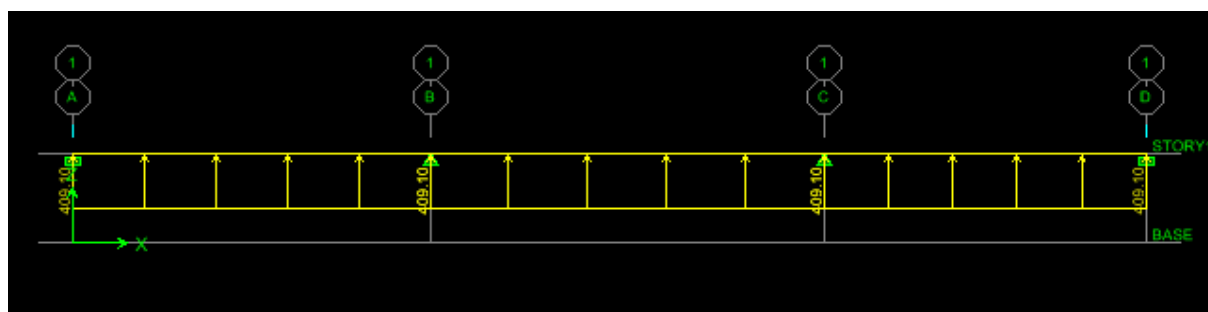


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS:



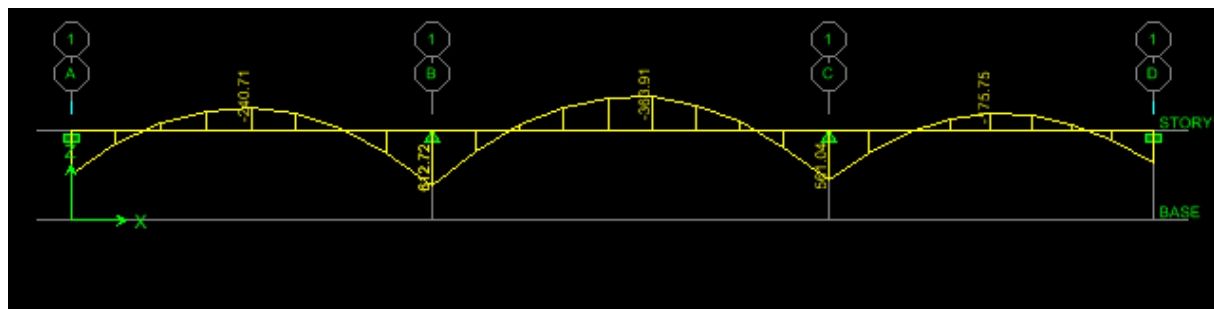
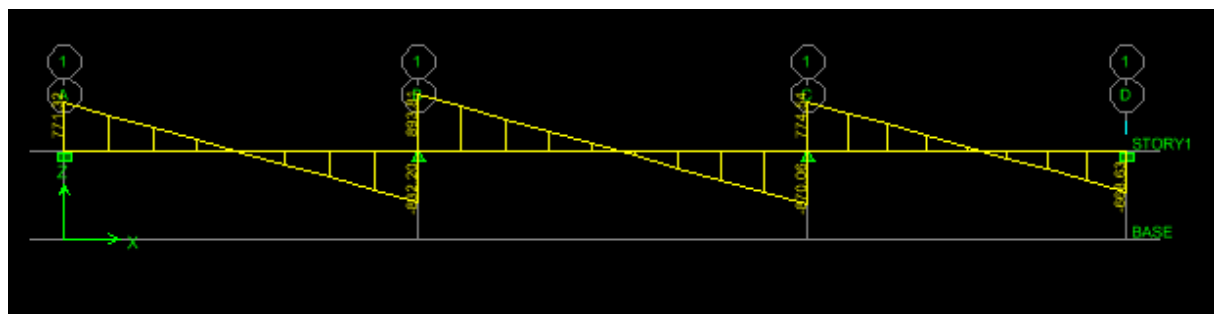
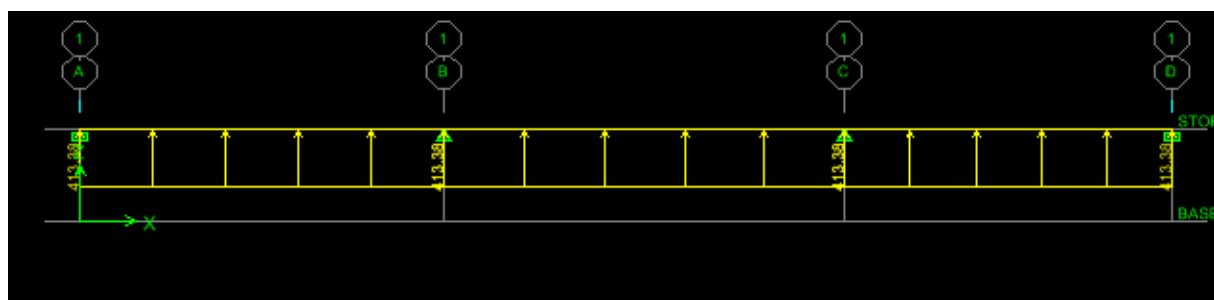


Diagramme des efforts tranchants (ELU):



Sens longitudinal :

Diagramme des moments fléchissant (ELU):

CHAPITRE IX: FONDATION

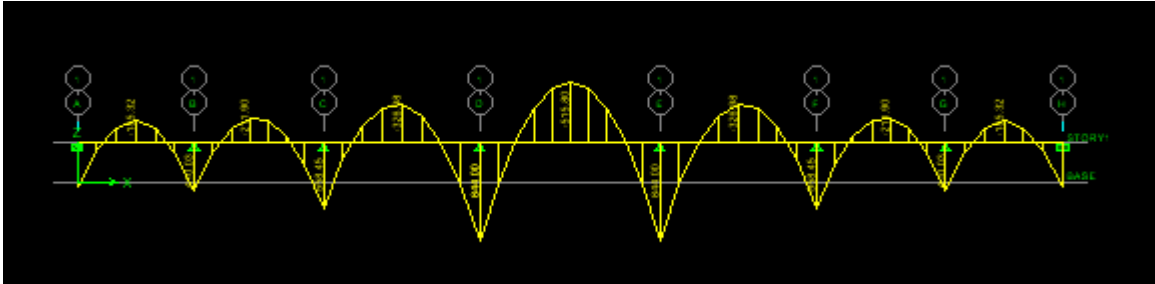
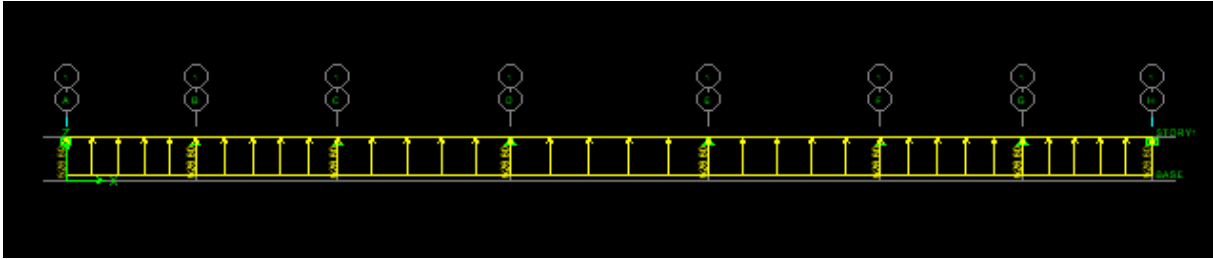


Diagramme des moments fléchissant (ELS):

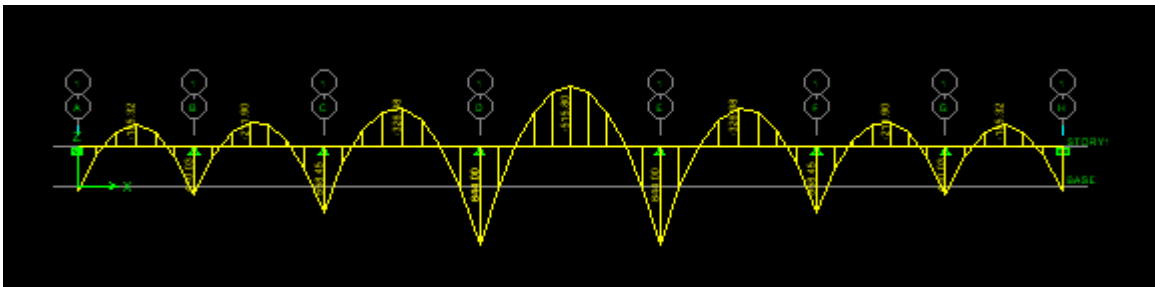
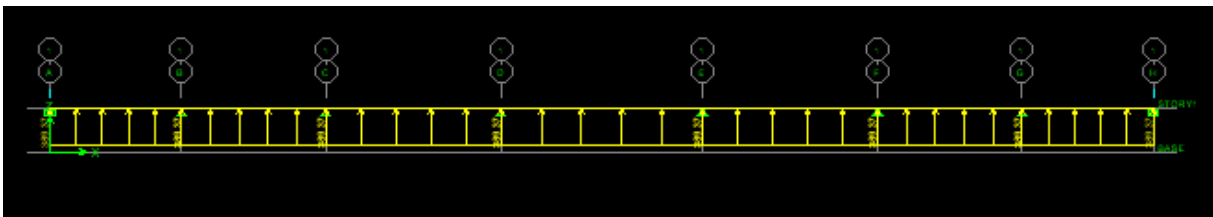
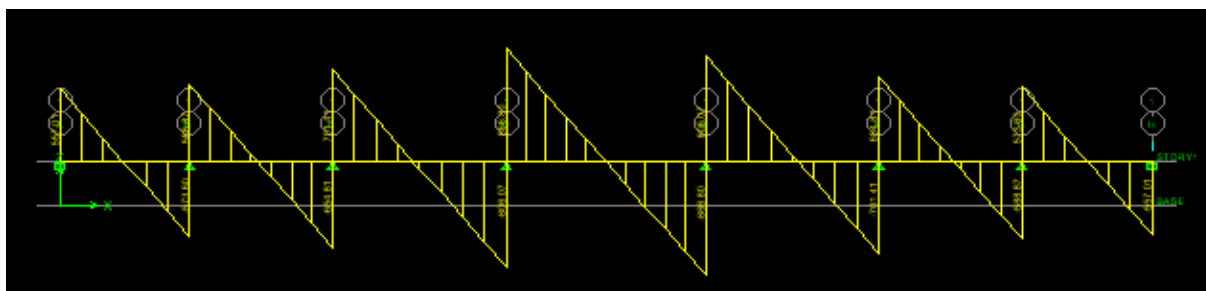
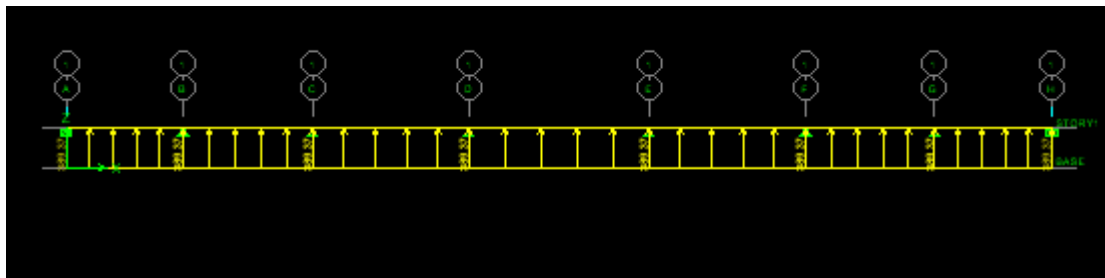


Diagramme des efforts tranchants (ELU):



Sollicitations maximales :

Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 485.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = -834.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 363.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = -612.11 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = -893.81 \text{ KN.}$$

Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 618.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = -844.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 506.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as\ max} = -618.71\text{KN.m.}$$

$$T_{u\ max} = -866.8\text{KN.}$$

Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 50\text{ cm}; \quad d = 90\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

Tableau :VIII-5: Ferrailage des nervures à l'ELU.

			M (KN.m)	M	β	obs	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{ado} (cm ²)
ELU	longit	Travée	618.48	0.1	0.947	SSA	20.85	5HA20+ 5HA16	25.75
		Appui	-844.78	0.14	0.924	SSA	29.19	5HA20+ 5HA20	31.4
	tranv	Travée	485.86	0.08	0.958	SSA	16.19	5HA20+ 5HA16	25.75
		Appui	-834.38	0.14	0.924	SSA	28.83	5HA20+ 5HA20	31.4

Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = -893.81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{893.81 \times 10^3}{500 \times 900} = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi = 10 \text{ mm}$

Espacement des armatures :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{22.5; 30\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

La quantité d'armatures transversales:

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Sens longitudinal:

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{618.48}{506.03} = 1.22$$

$$\alpha = 0.1320 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.36 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{844.78}{618.71} = 1.36$$

$$\alpha = 0.1894 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{485.86}{363.91} = 1.33$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{834.38}{612.11} = 1.35$$

$$\alpha = 0.1320 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS

Conclusion générale

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.





D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ; sans négliger le calcul des éléments non structuraux.
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;


Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Bibliographie





Règlements :

-  RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
-  BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)
-  CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
-  Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)


Livre :

-  Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

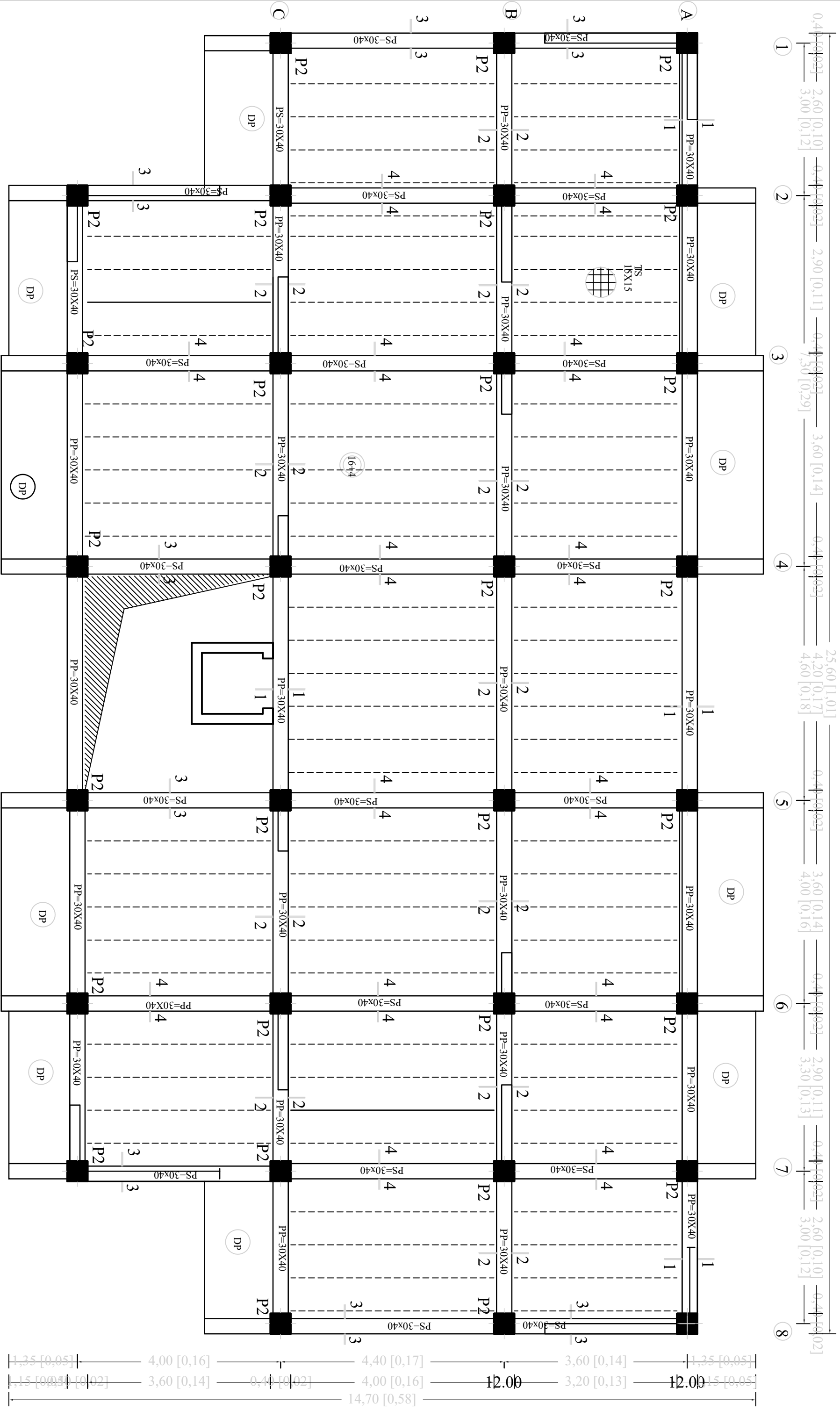
-  Résistance des matériaux de cycle Licence LMD
-  Béton armé de master 1
-  Dynamique des structures de Master 1
-  Cours de bâtiment de master 2

Thèses :

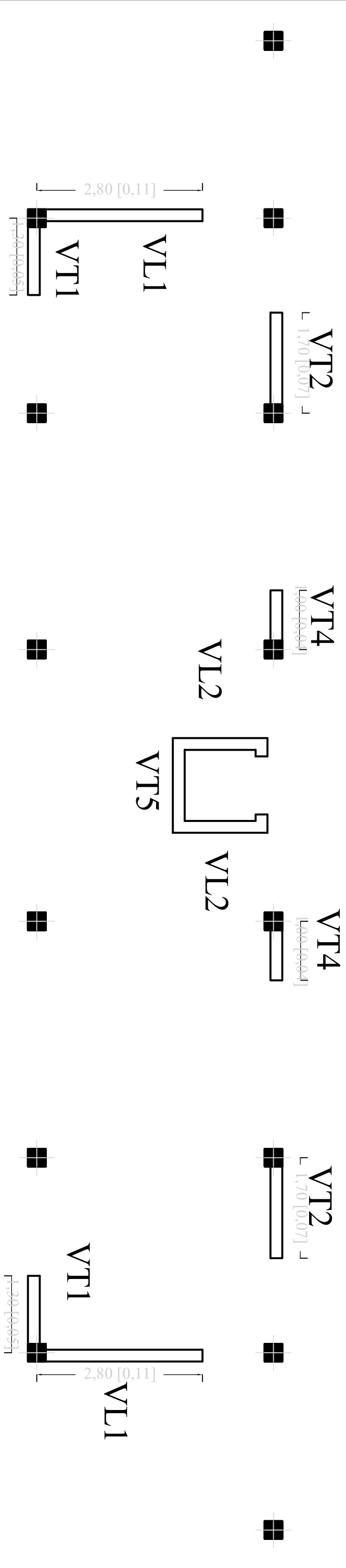
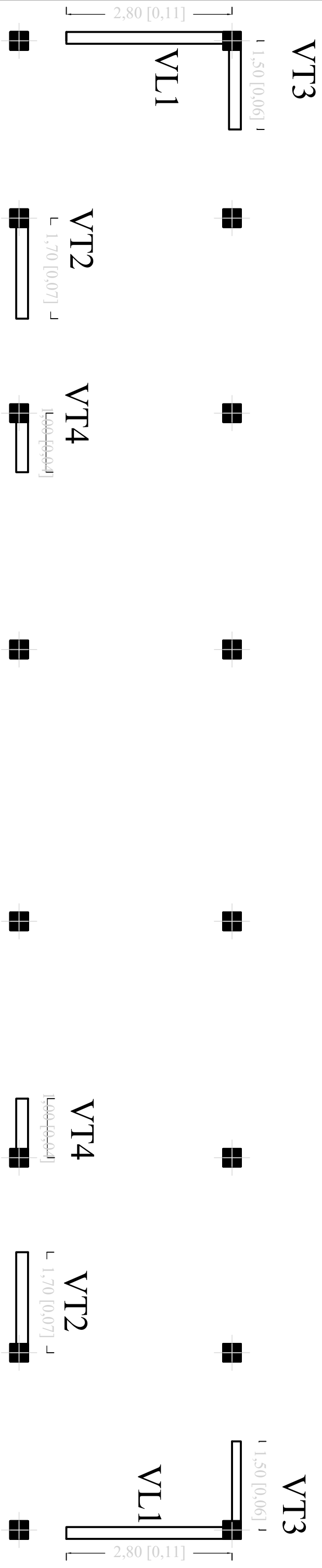
-  Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

Logiciels et programmes :

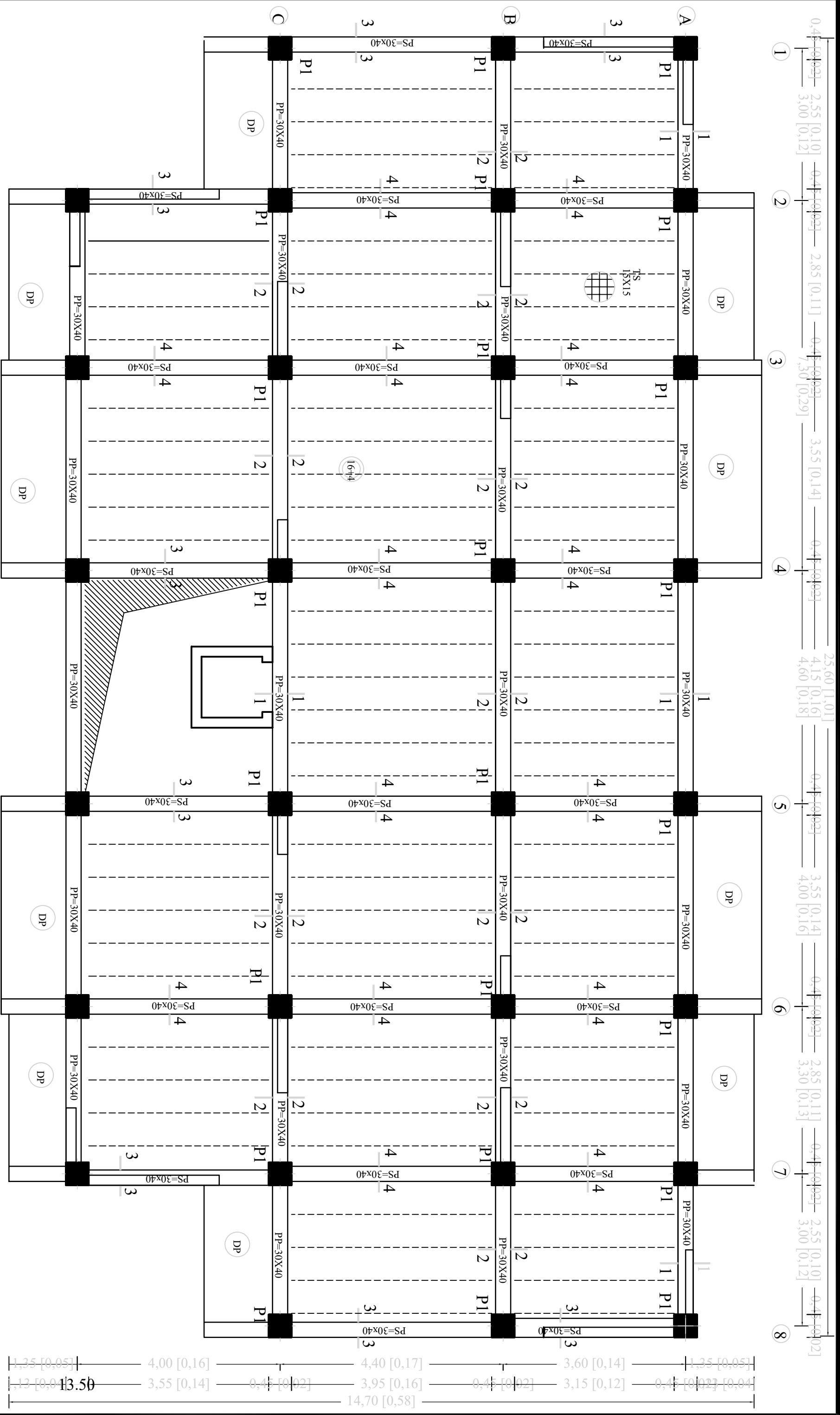
- **AUTOCAD 2011** (Dessin)
- **ETABS V9.0.7** "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems"
(Analyse des structures).
- **OFFICE 2013** (Traitement de texte, calcul...etc)
- **SOCOTEC**



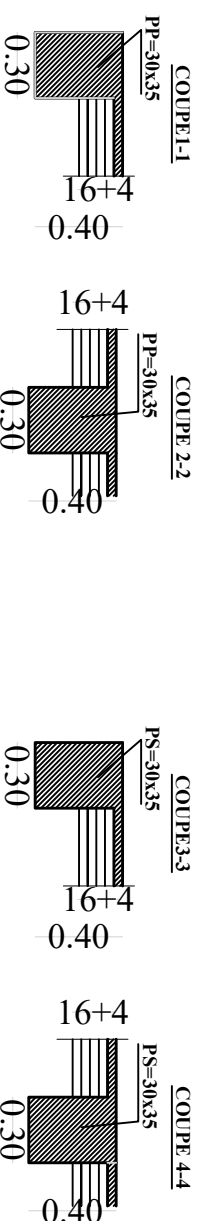
Coffrage niv 13.26m;16.32m;19.38m



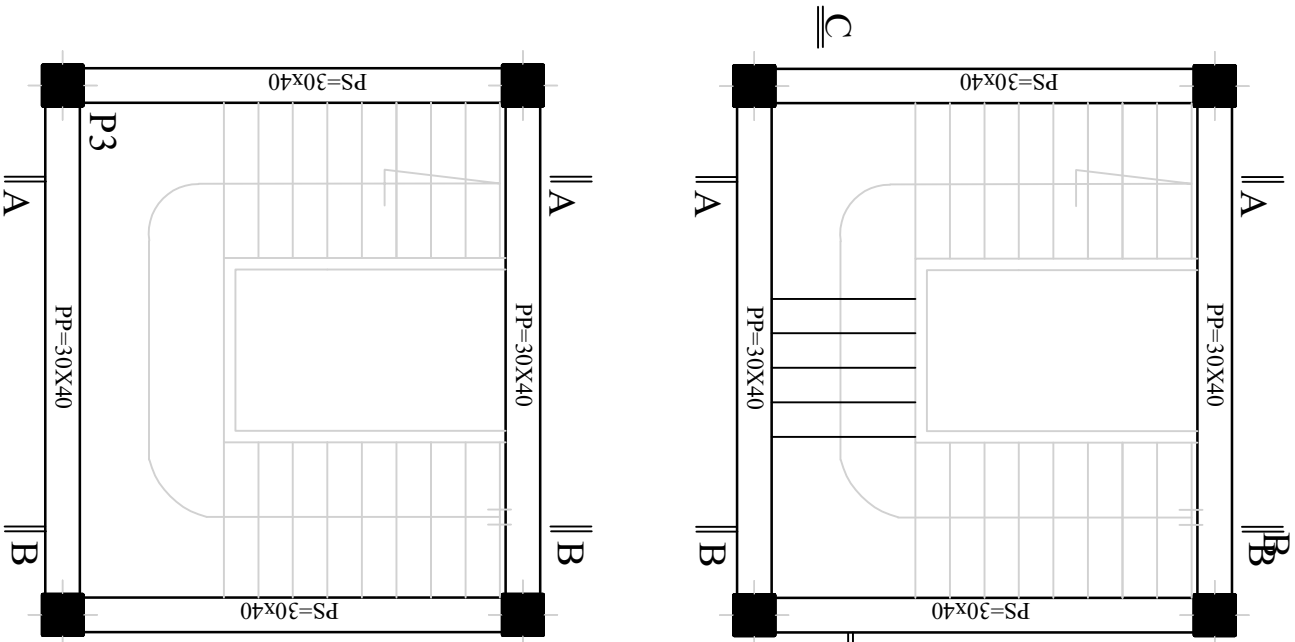
DISPOSITION DES VOILES



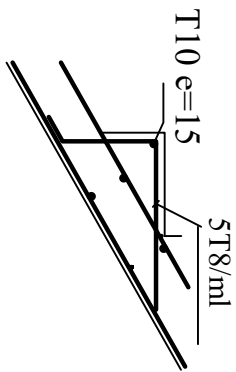
Coffrage niv 4.08m;7.14m;10.20m



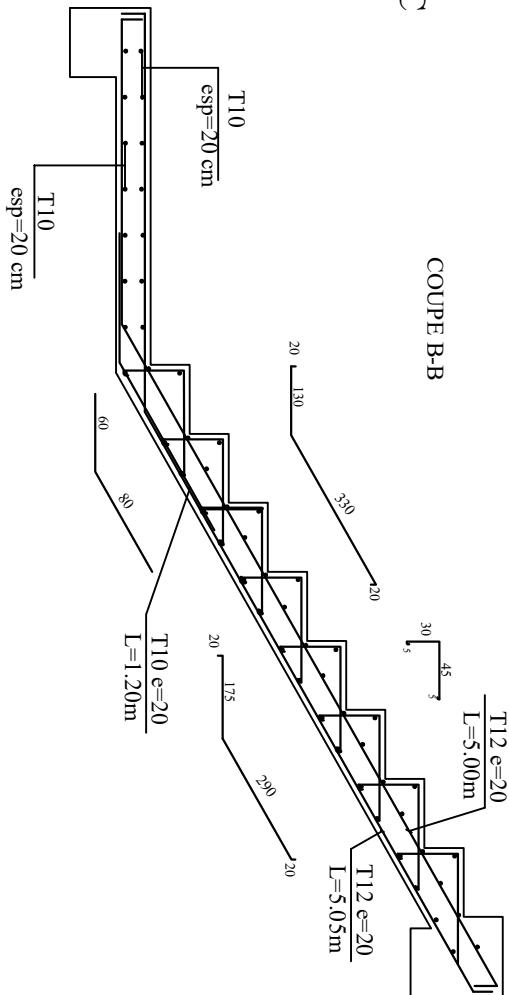
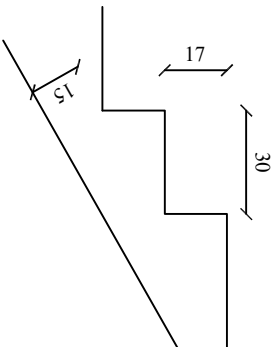
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



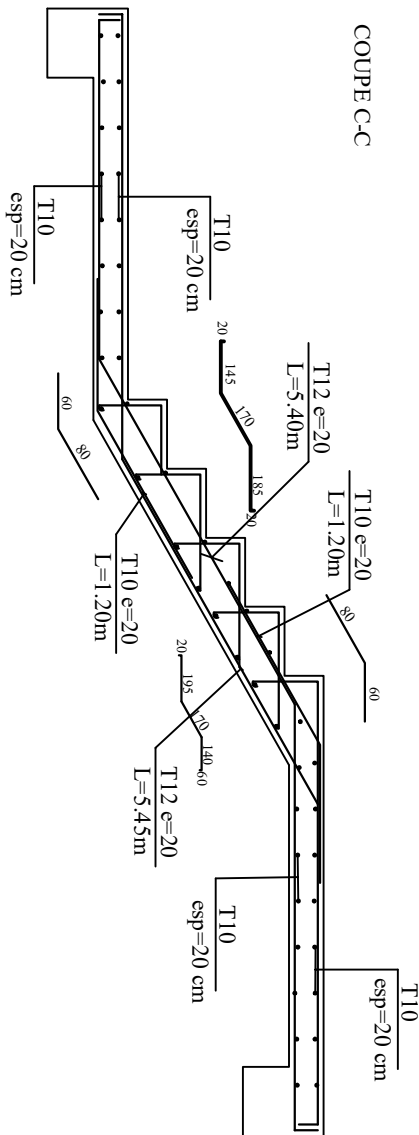
Ferr. des marches



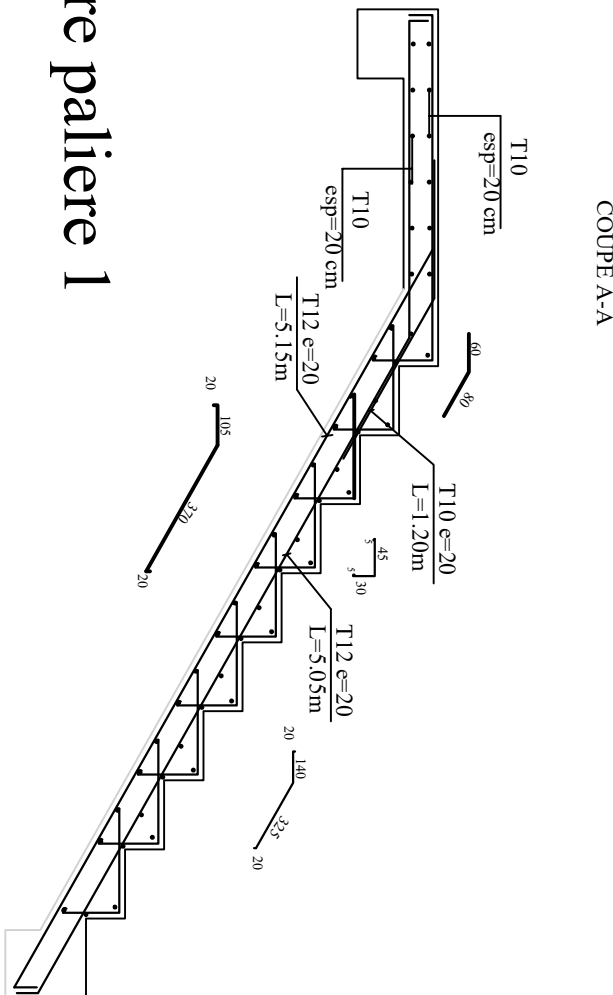
Coff. des marches



COUPE B-B

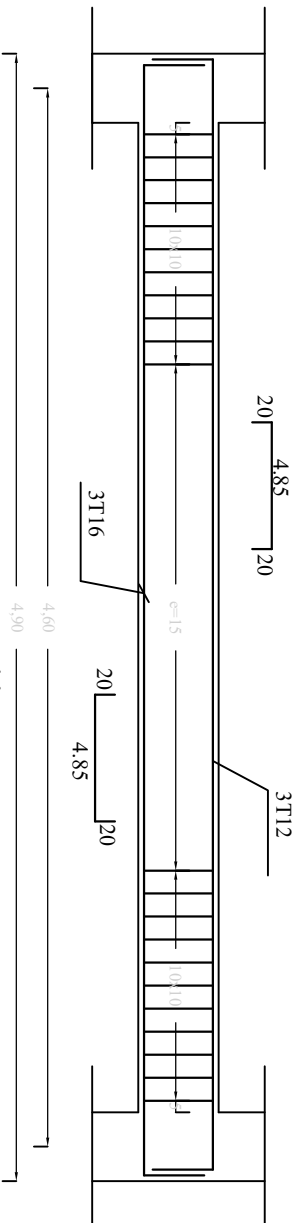
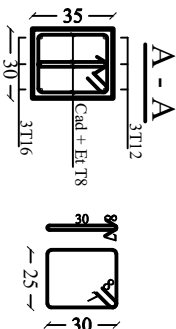
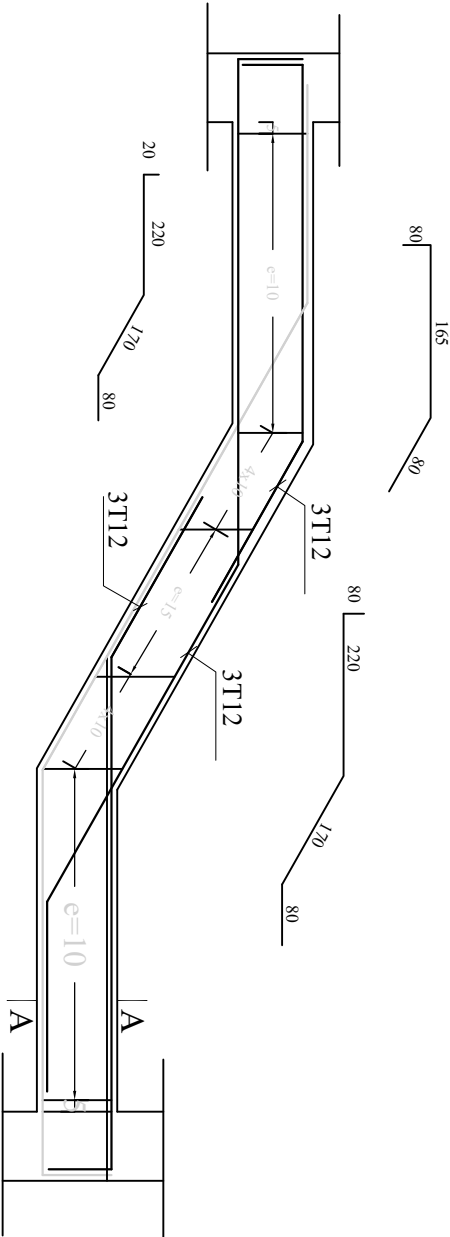


COUPE C-C



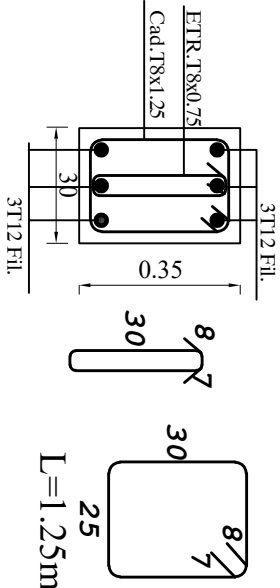
COUPE A-A

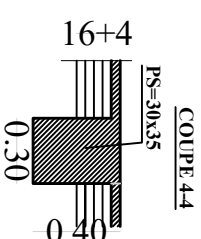
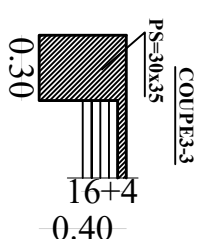
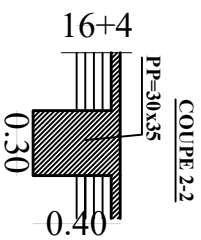
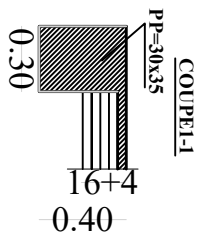
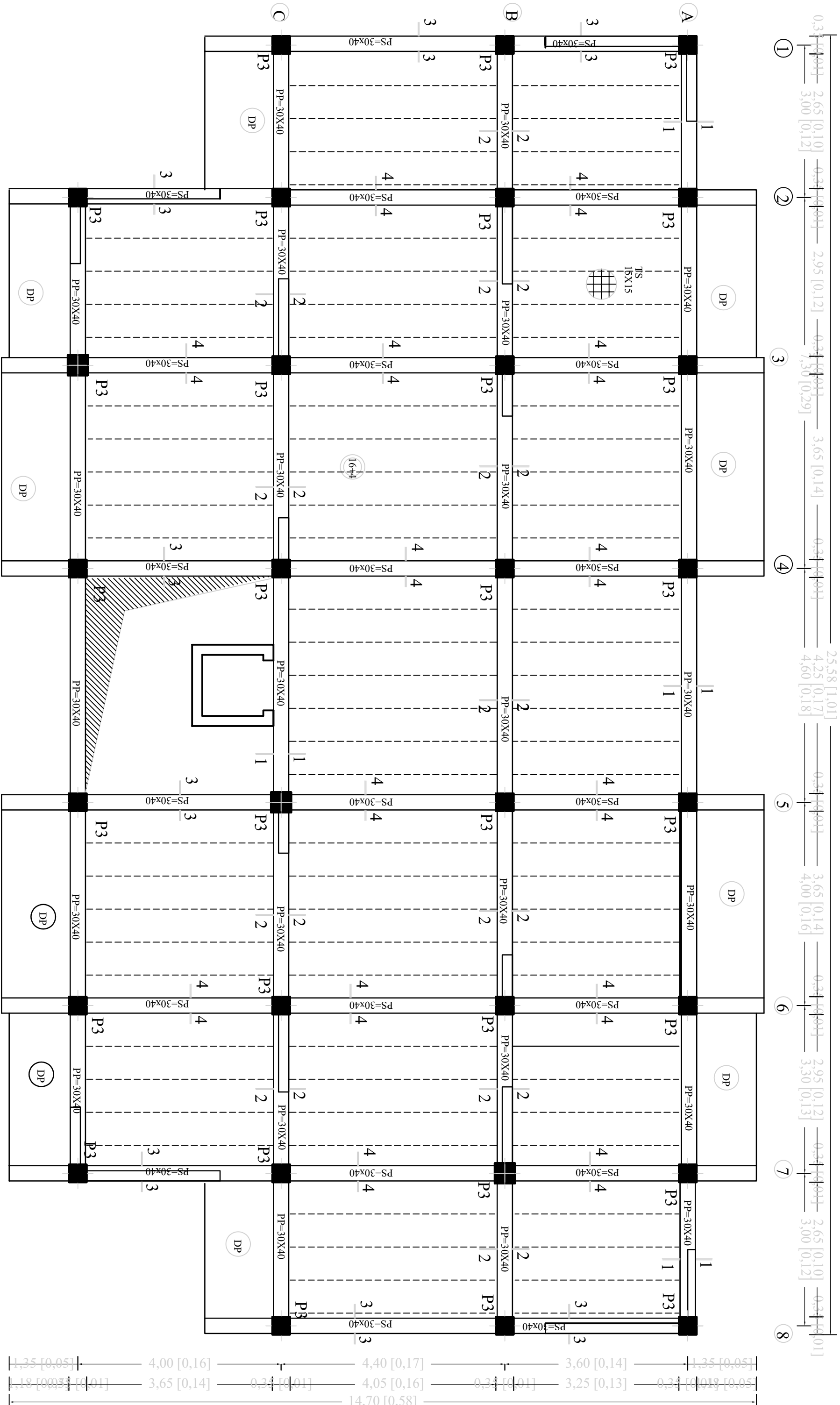
Poutre paliere 1



Poutre paliere 2

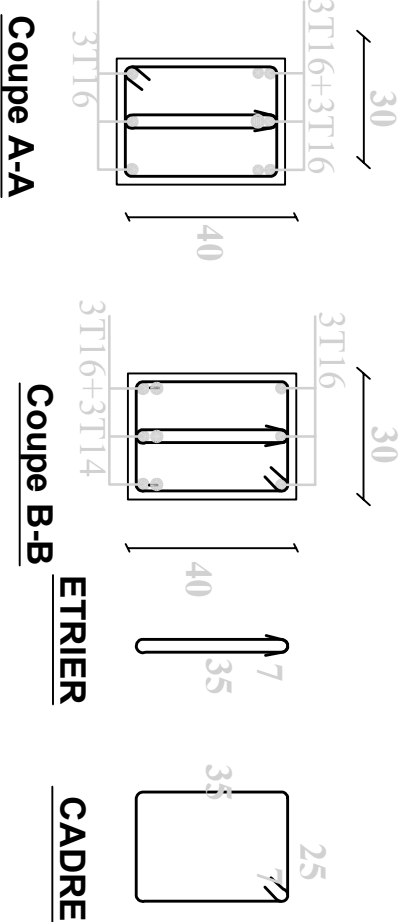
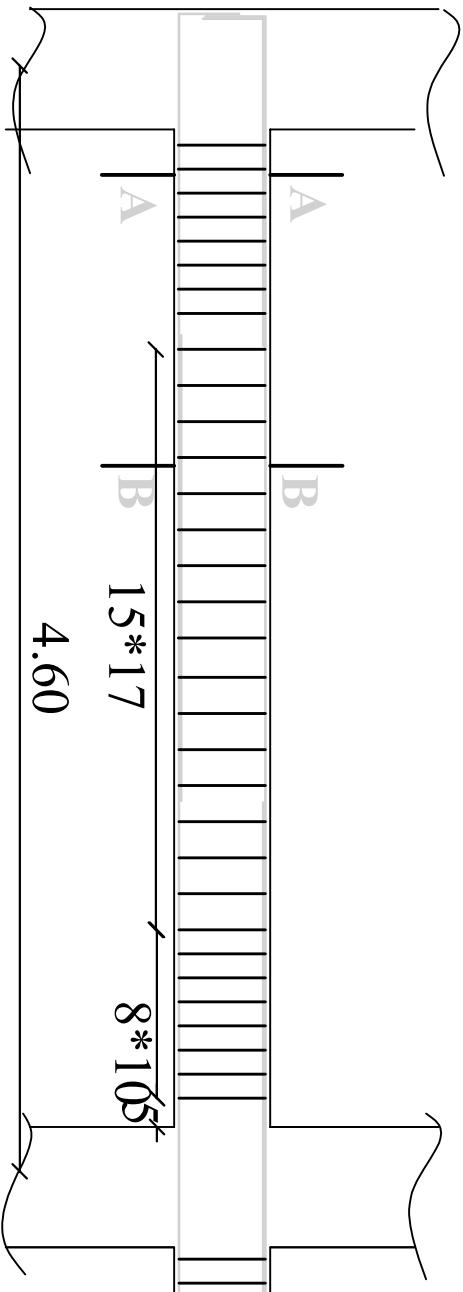
Ferrailage poutres palieres (30x35)



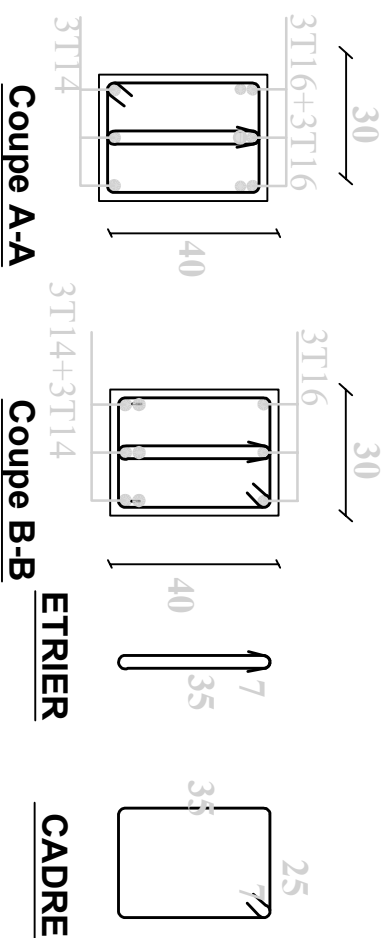
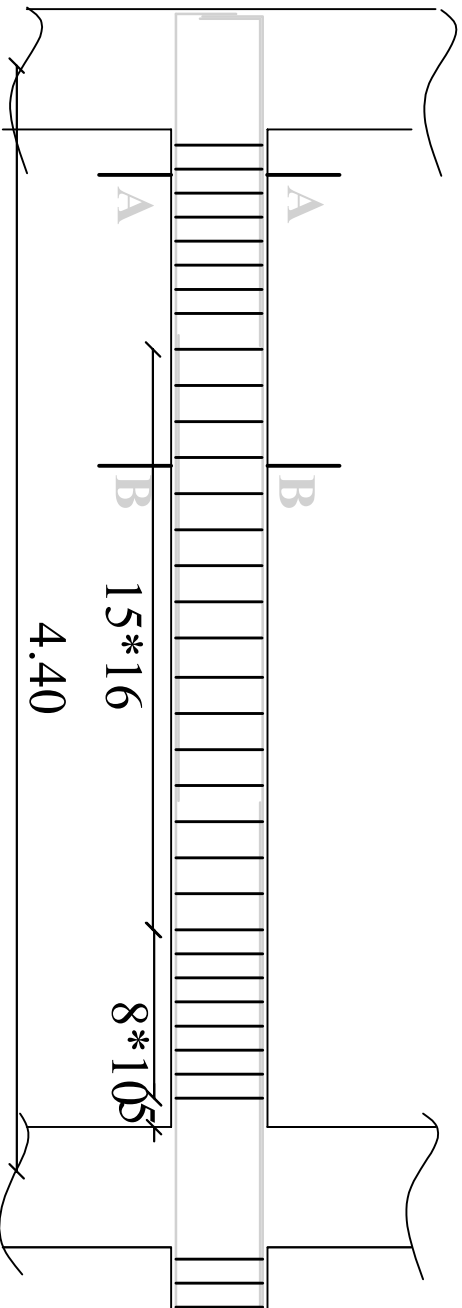


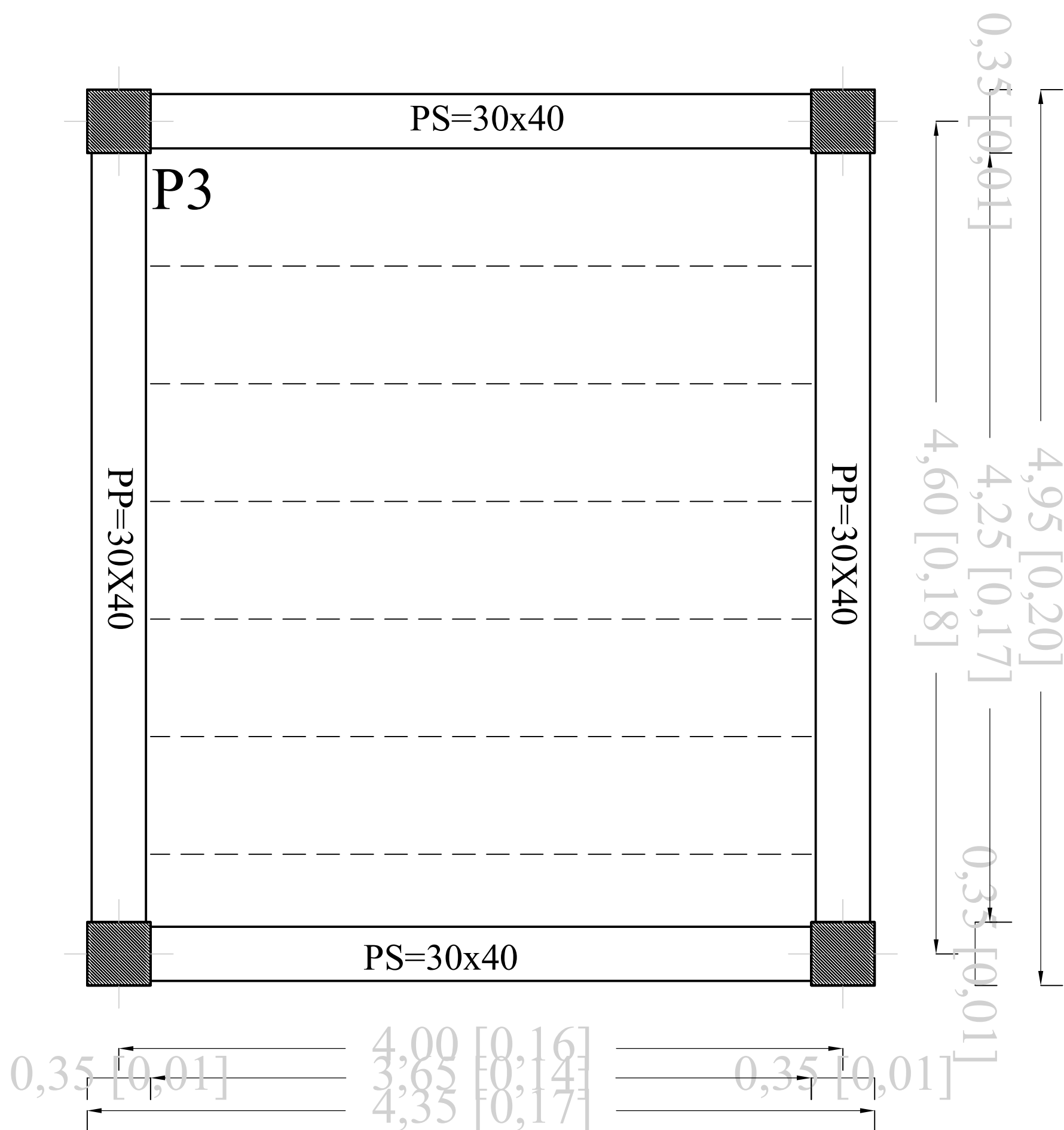
Coffrage niv m;22.44m;25.50m

FERRAILLAGE D'UNE POUTRE PRINCIPALE



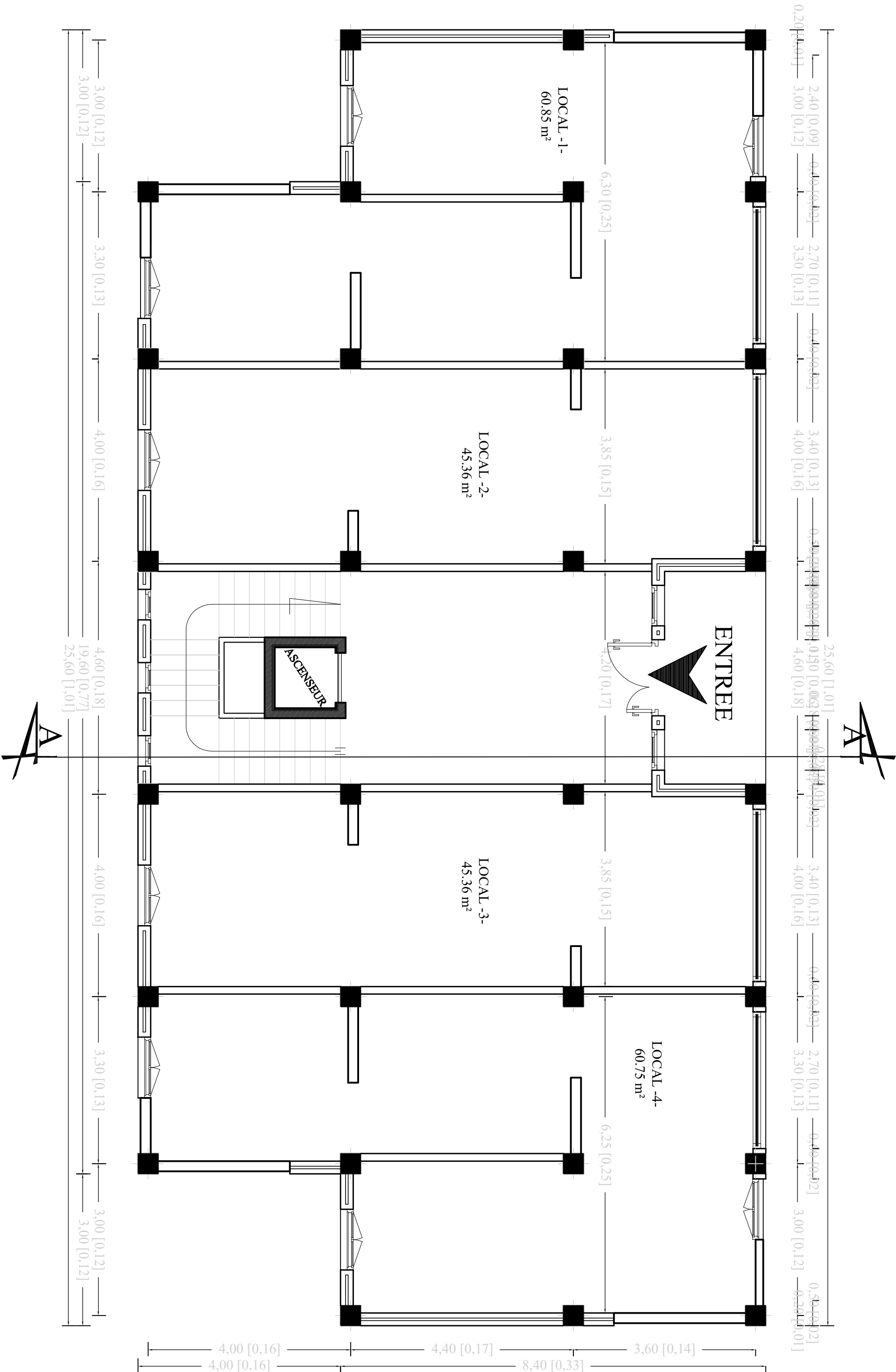
FERRAILLAGE D'UNE POUTRE SECONDAIRE



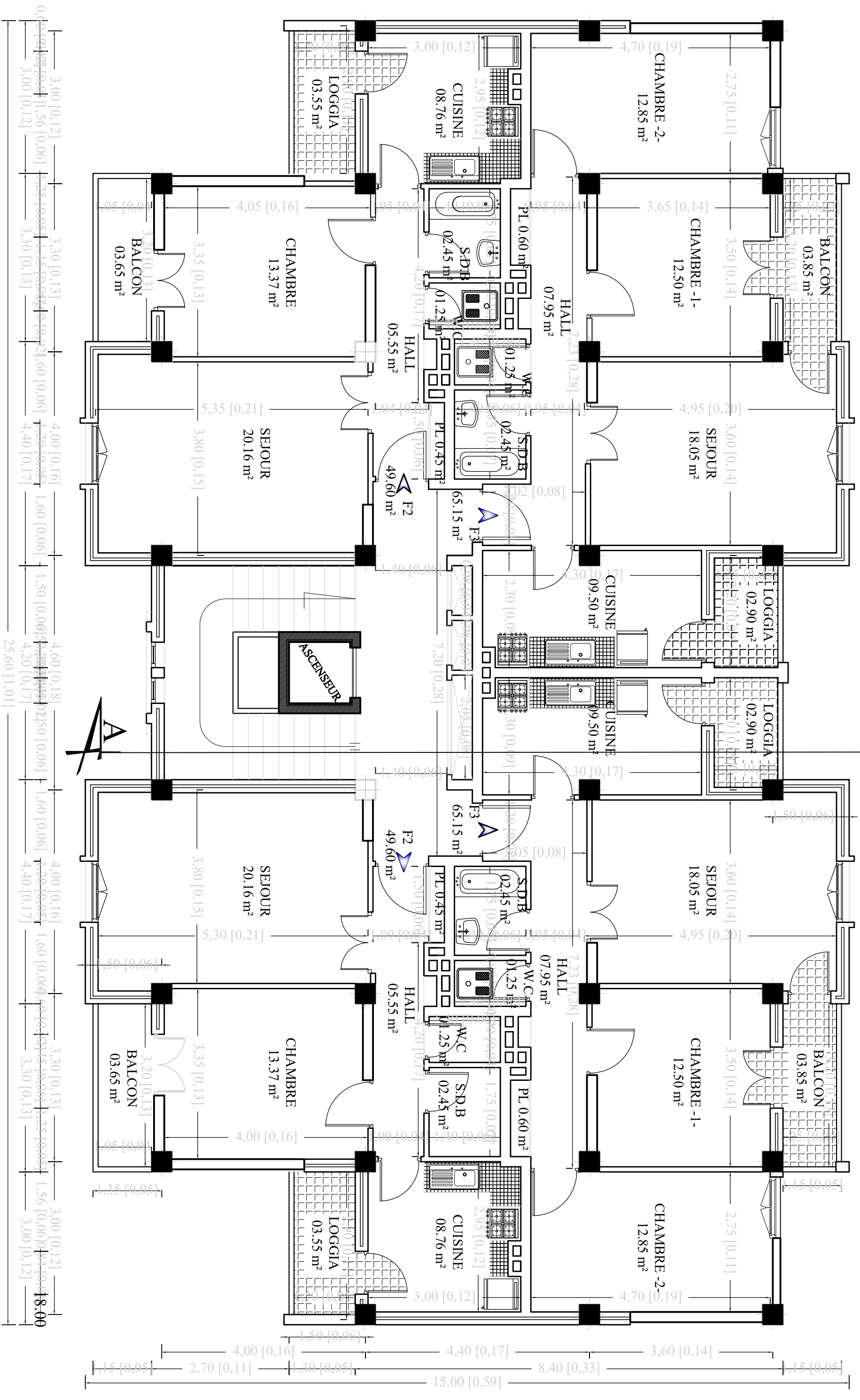
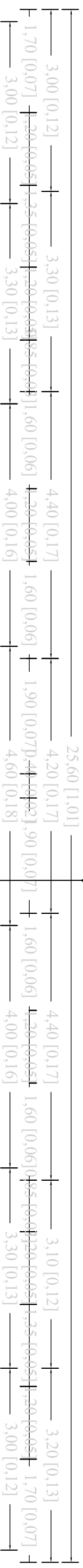


Coffrage DSM niv 28.56m

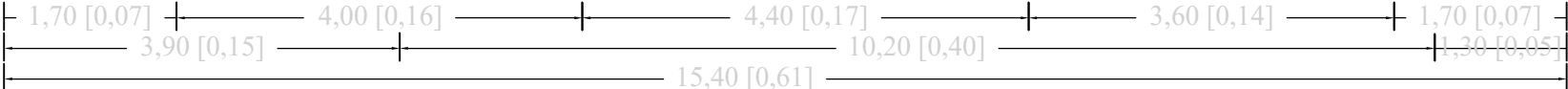
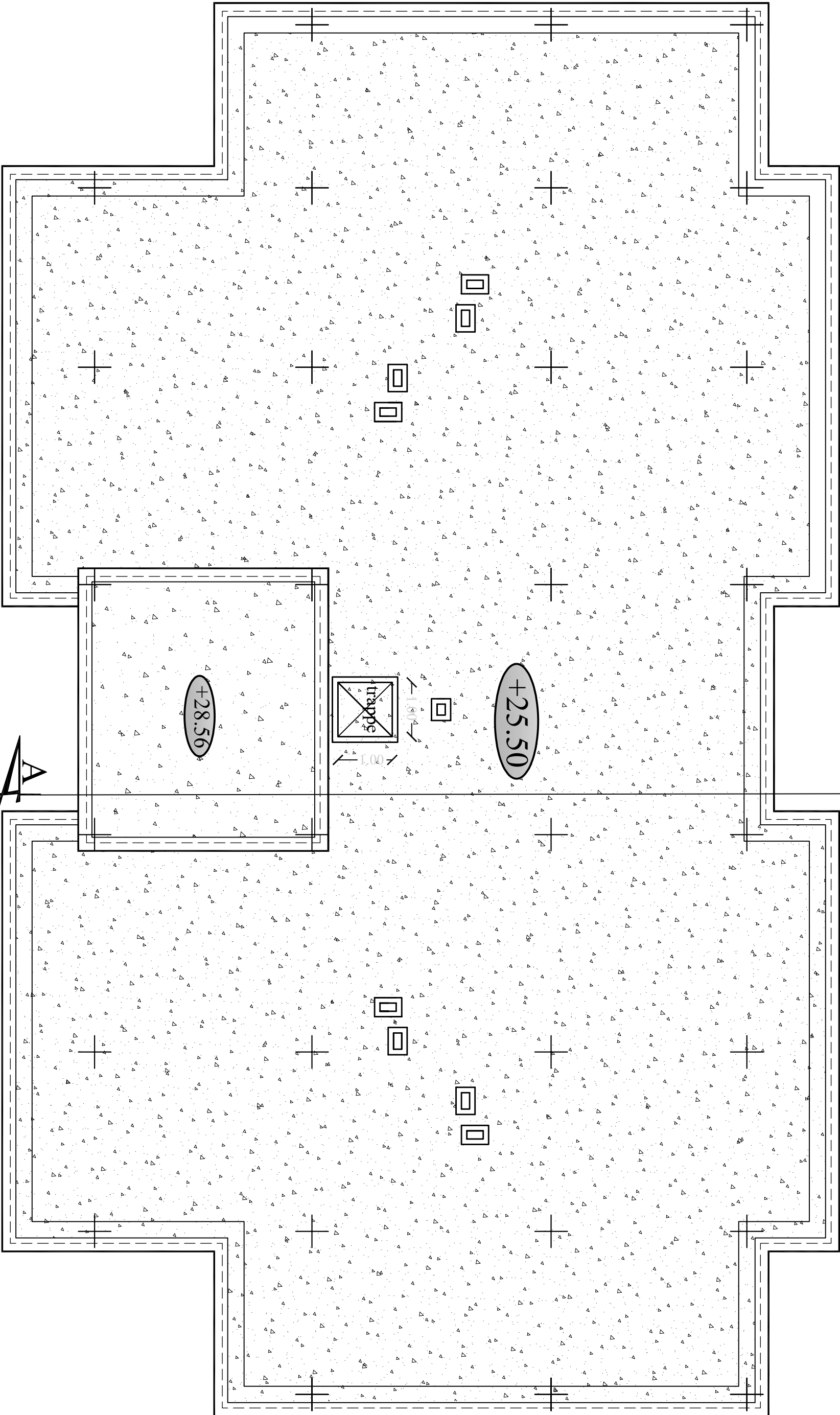
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE



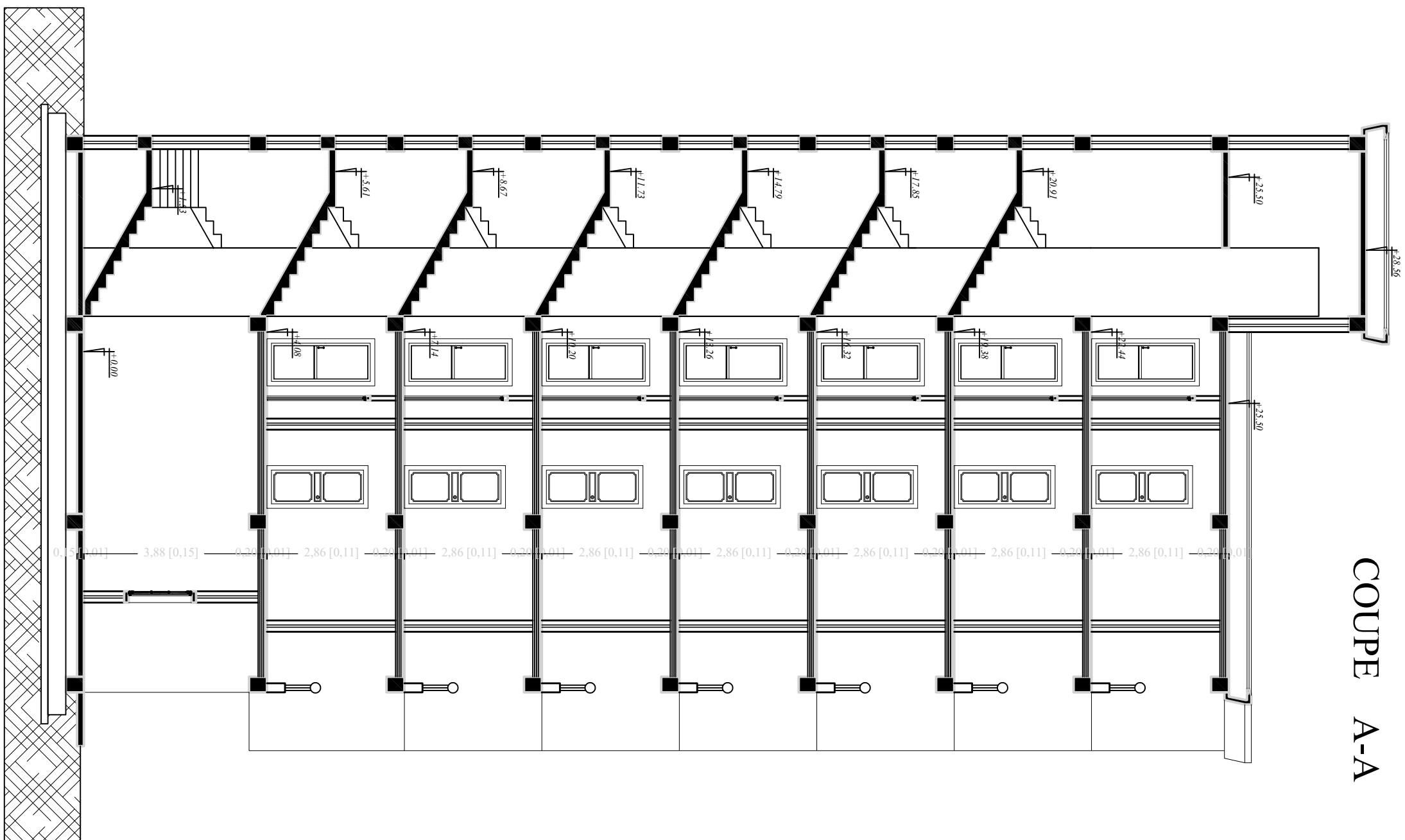
PLAN D'ETAGE COURANT

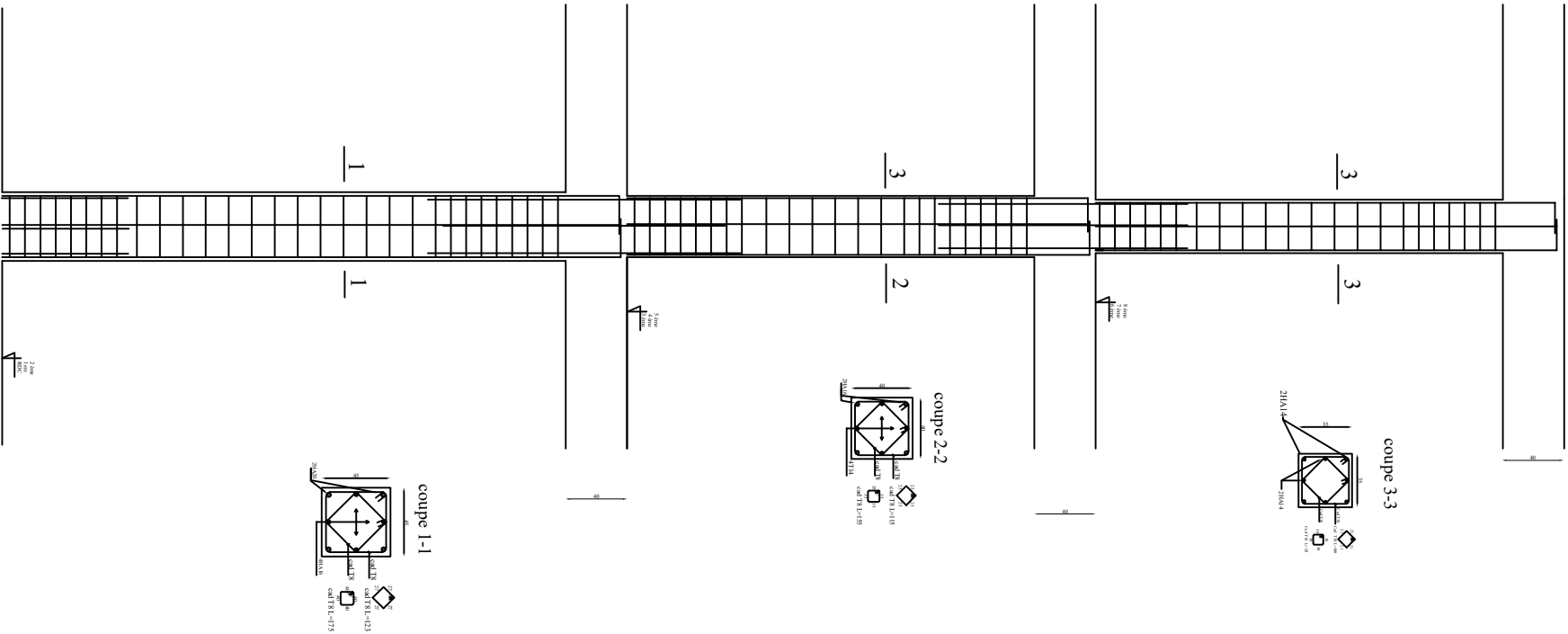


PLAN DE TERRASSE



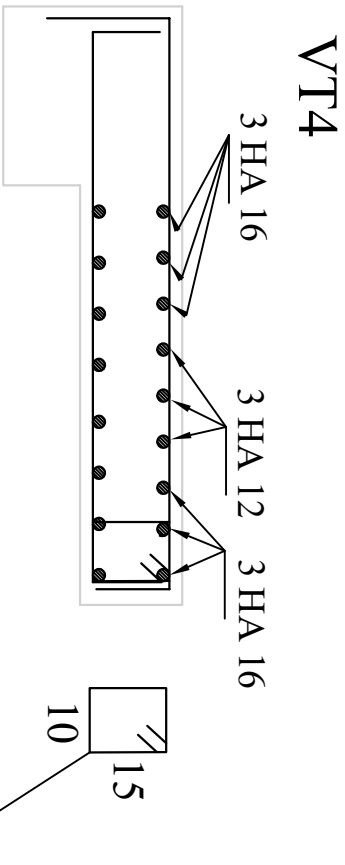
COUPE A-A



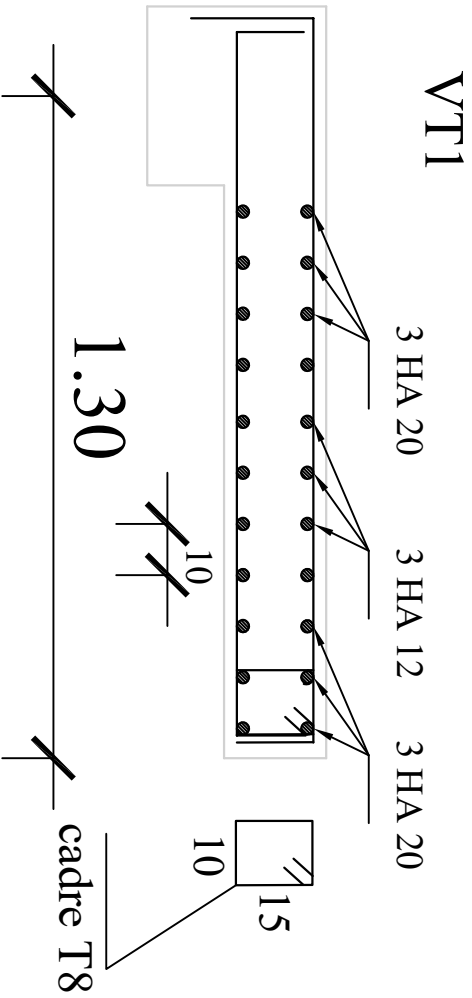


DESSINE PAR :

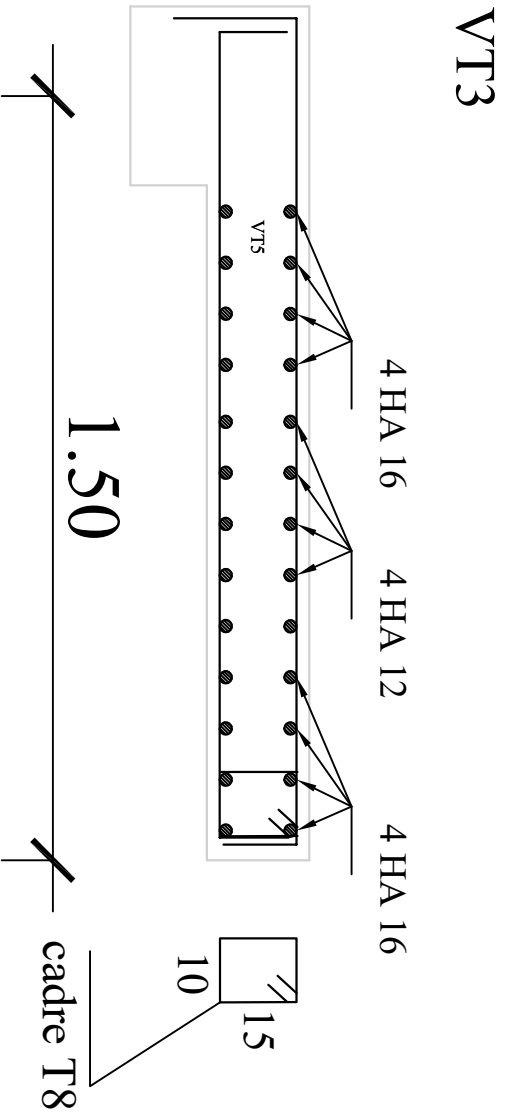
Mr CHERGUI MOUNIR
Mr BOUNSIAR LYES



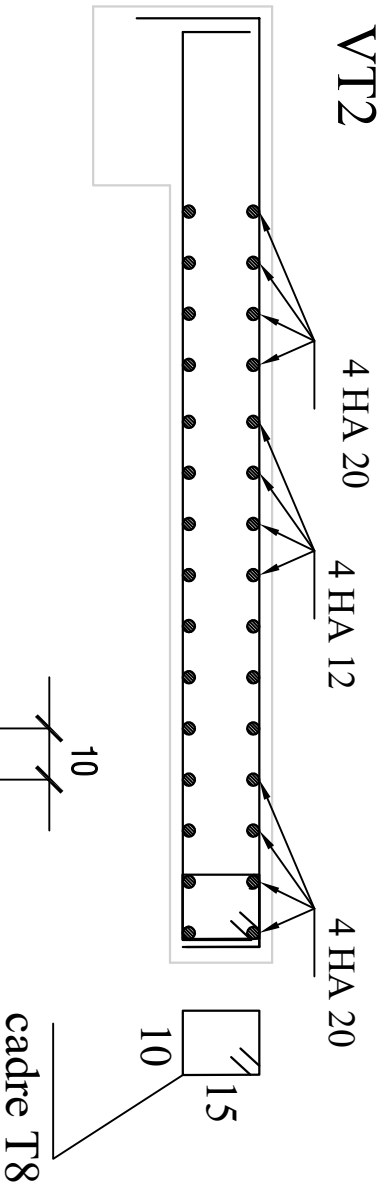
1.00



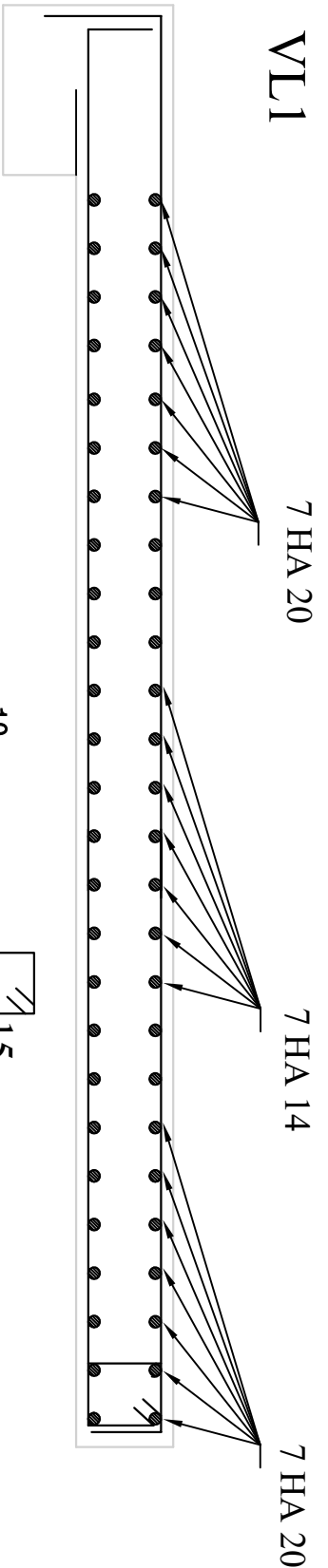
1.30



1.50

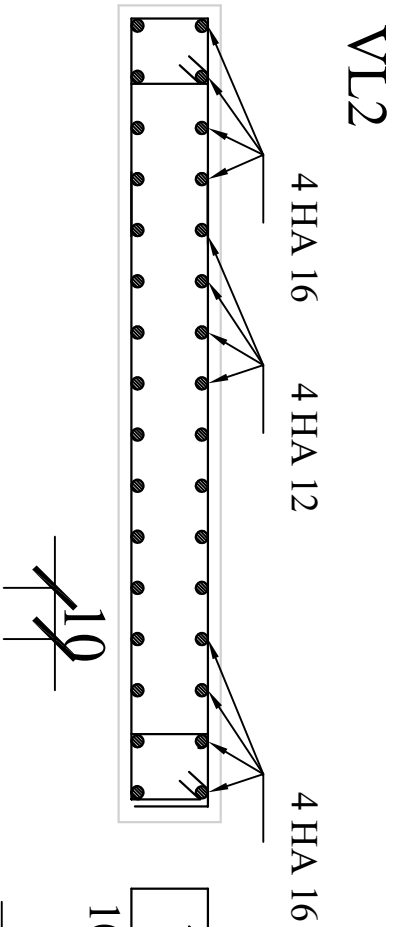


1.70



10

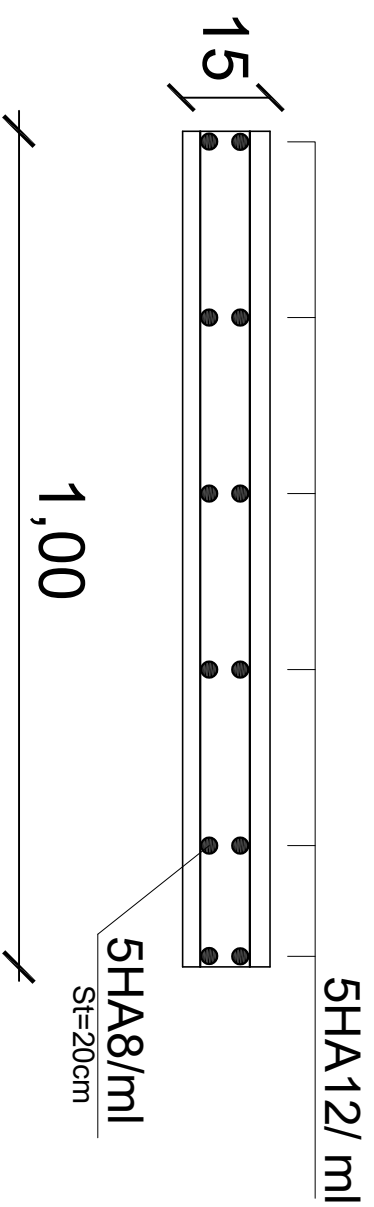
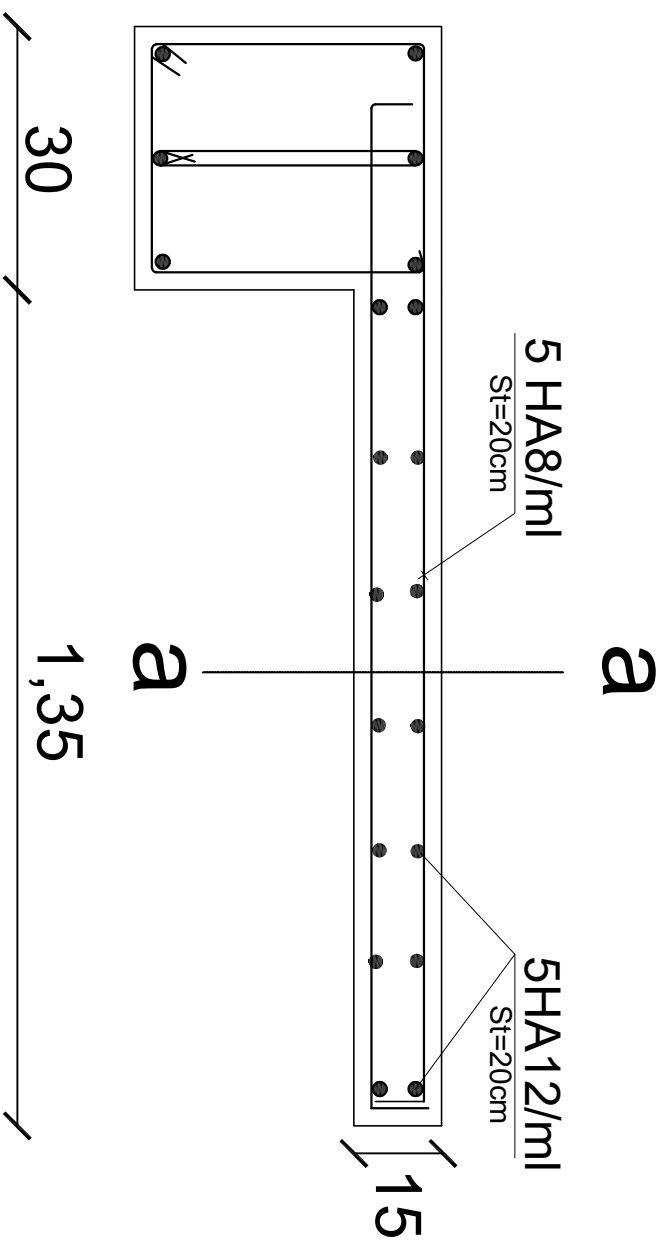
2.80



10

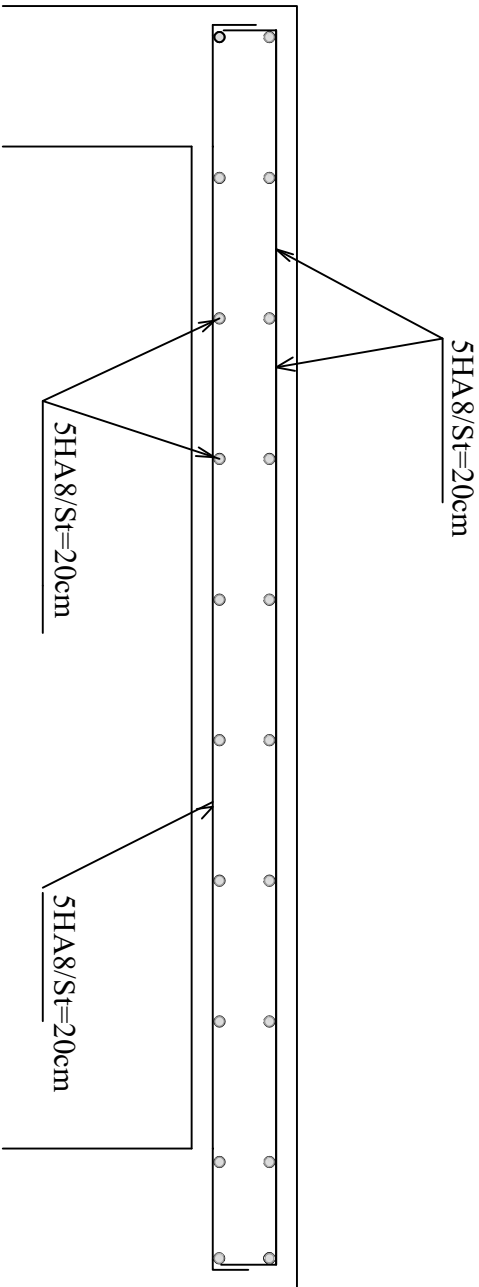
1.60

FERRAILLAGE VOILES

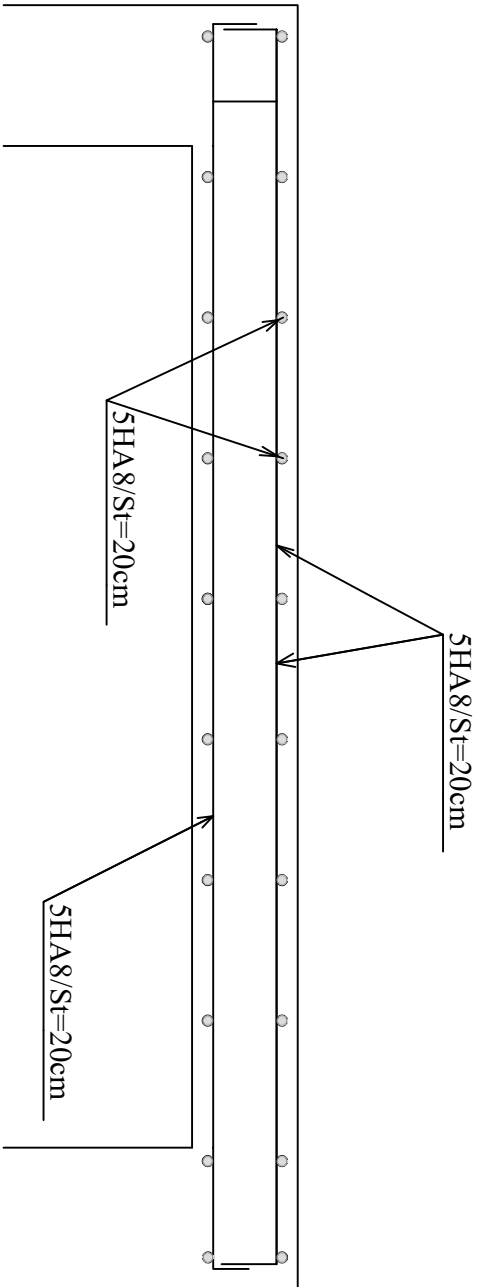


Coupe a-a

-COFFRAGE FERRAILLAGE DU BALCON-

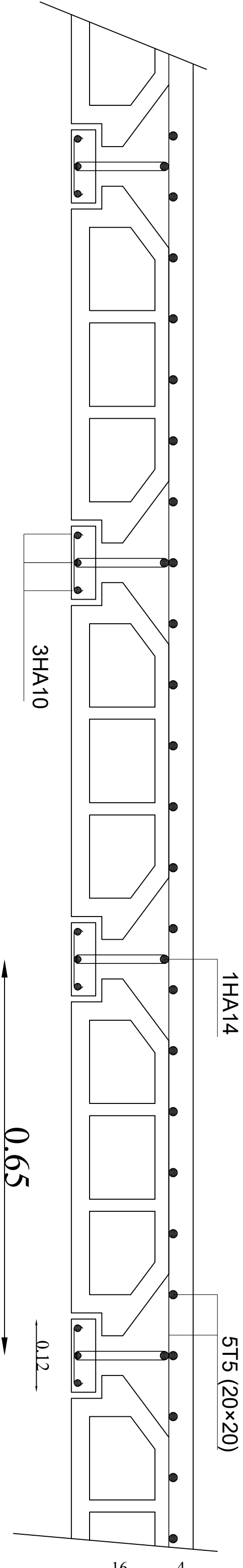


Ferrailage suivant x-x



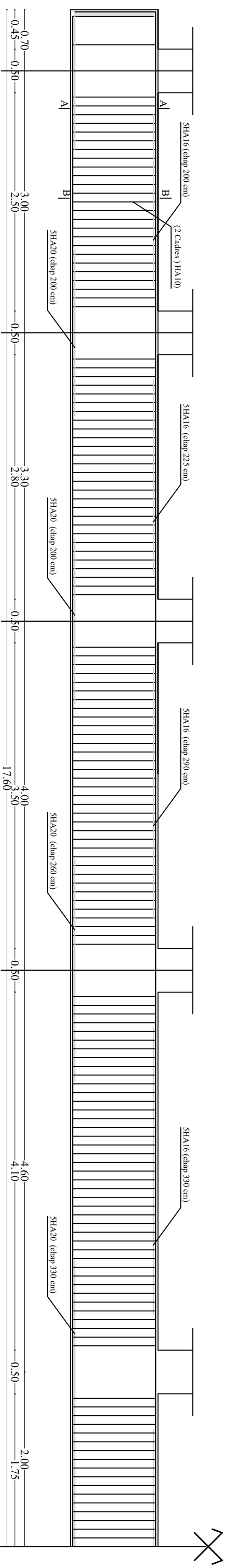
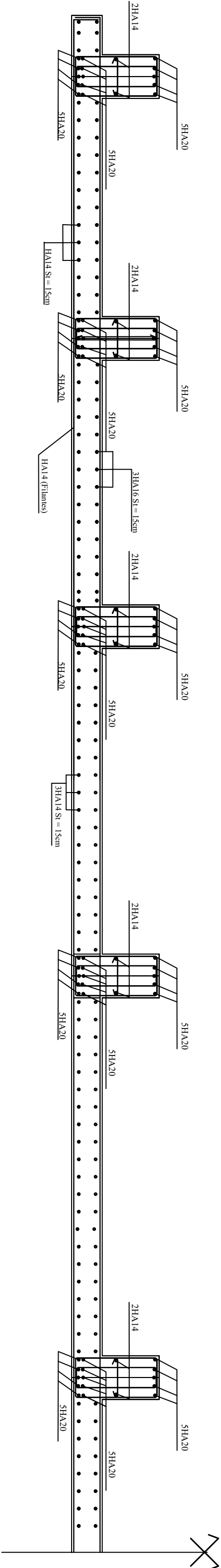
Ferrailage suivant y-y

-Coffrage et ferrailage du salle machine

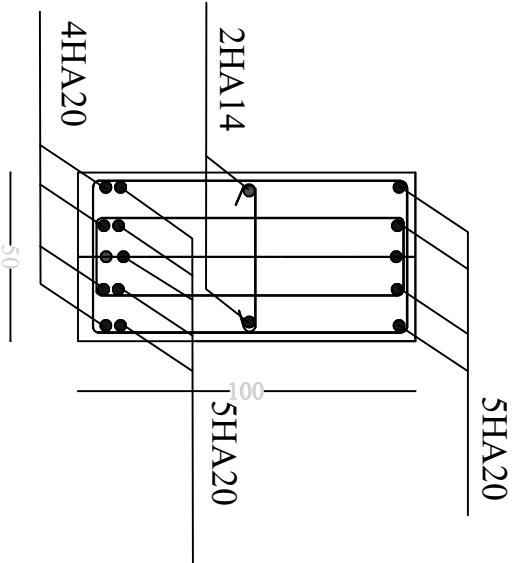


- FERRAILLAGE DU PLANCHER -

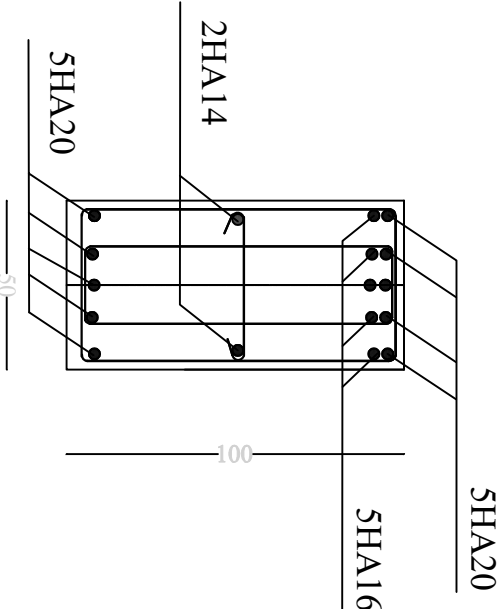
FERRAILLAGE DU RADIER ET NERVURE SENS XX



Coupe A-A



Coupe B-B



FERRAILLAGE DU RADIER ET NERVURE SENS YY

