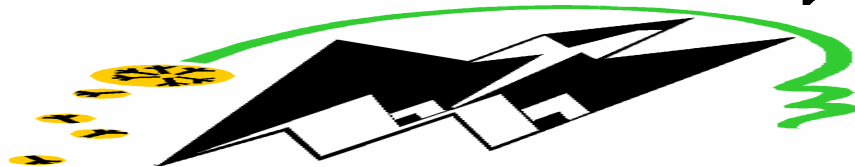


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri tizi ousou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie civil



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : constructions civiles et industrielles

thème

Etude d'une structure d'un bâtiment (R+5+ 2 sous-sols) à usage multiple contreventé par voiles à l'aide du logiciel ETABS



Etudié par:
M. KESSOUAR Aghilas
M. KHOUAR Hand

Dirigé par :
M^{me} : SAIB

Jury : M^{me} FEDAOUI
Président : M. GHOUILEM

Promotion 2017/2018

REMERCIEMENTS

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M^{me} : SAIB pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis

Enfin, nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents dont l'aide ne m'ont jamais fait défaut tout le long de mes études pour leurs encouragements, leurs soutiens et leurs amours, qu'ils puissent trouver ici un humble témoignage de ma profonde gratitude

A mes chers frères SALEM, KAMEL, AZOUAOU, NAIM, RIADH.

A la mémoire de mon frère YACINE qui aimé être là, toute ma gratitude et que le dieu le tout puissant l'accorder sa miséricorde et l'accueil dans son vaste paradis.

A mes très chères sœurs Akila, Malha, Nabila, Ouiza.

A ma chère Sabrina.

A mes chers amis : Ramdhane, Brahim, Salim, Boussad, Salem, Mouh Matoub, Binor, Lhadi, Anis, Dyhia, Nacera, Jugurta, Lila, Mohand la tomate, Yanis, Walid, Amar JSK, Mounir le nain, Lynda, Idir, Zehor, Aghilas, Celina, Mahdi, Djedjiga, Arab, Kahina, et Nassim.

En fin, je remercie mon collaborateur HAND.

Aghilas KESSOUAR

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents dont l'aide ne m'ont jamais fait défaut tout le long de mes études pour leurs encouragements, leurs soutiens et leurs amours, qu'ils puissent trouver ici un humble témoignage de ma profonde gratitude

A mes chers freres

A toute ma famille

A mes chers amis : Ramdhane, Brahim, Salim, Boussad, Salem, Mouh Matoub, Binor, Lhadi, Dyhia, Nacera, Jugurta, Anis

En fin, je remercie mon collaborateur AGHILAS.

Hand KHOUAR

SOMMAIRE

Plans d'architecture

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.....10

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III-1- Acrotère.....23

III-2- Plancher.....32

III-3- Balcon..... 50

III-4- Escalier.....58

III-5- Poutre palière.....75

III-6- Salle machine.....85

Chapitre IV : Modélisation et vérification des conditions du RPA.....95

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V-1- Ferrailage des poteaux.....111

V-2- Ferrailage des poutres.....125

V-3- Ferrailage des voiles.....134

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure146

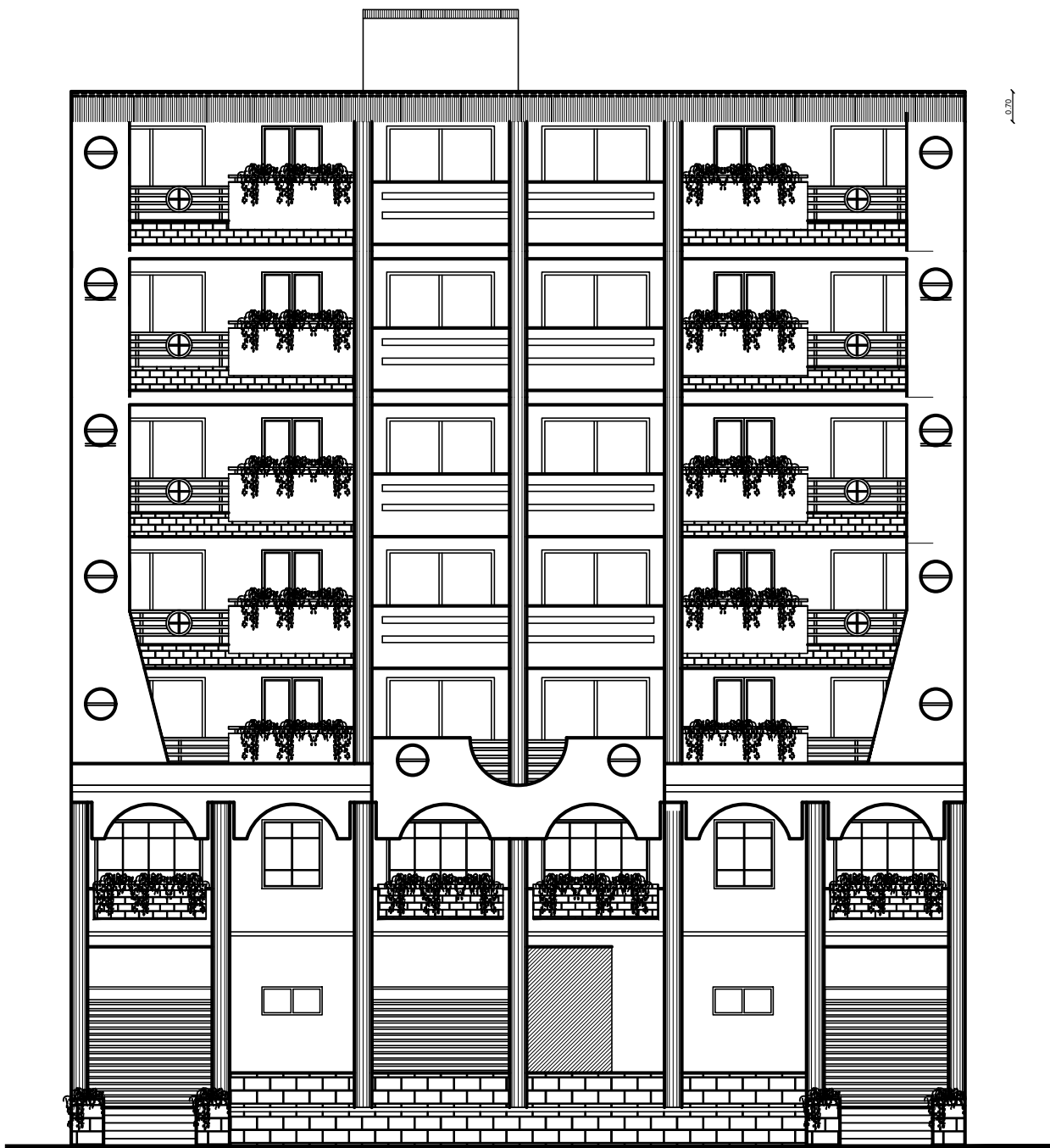
Chapitre VII : Etude du mur plaque179

Conclusion générale

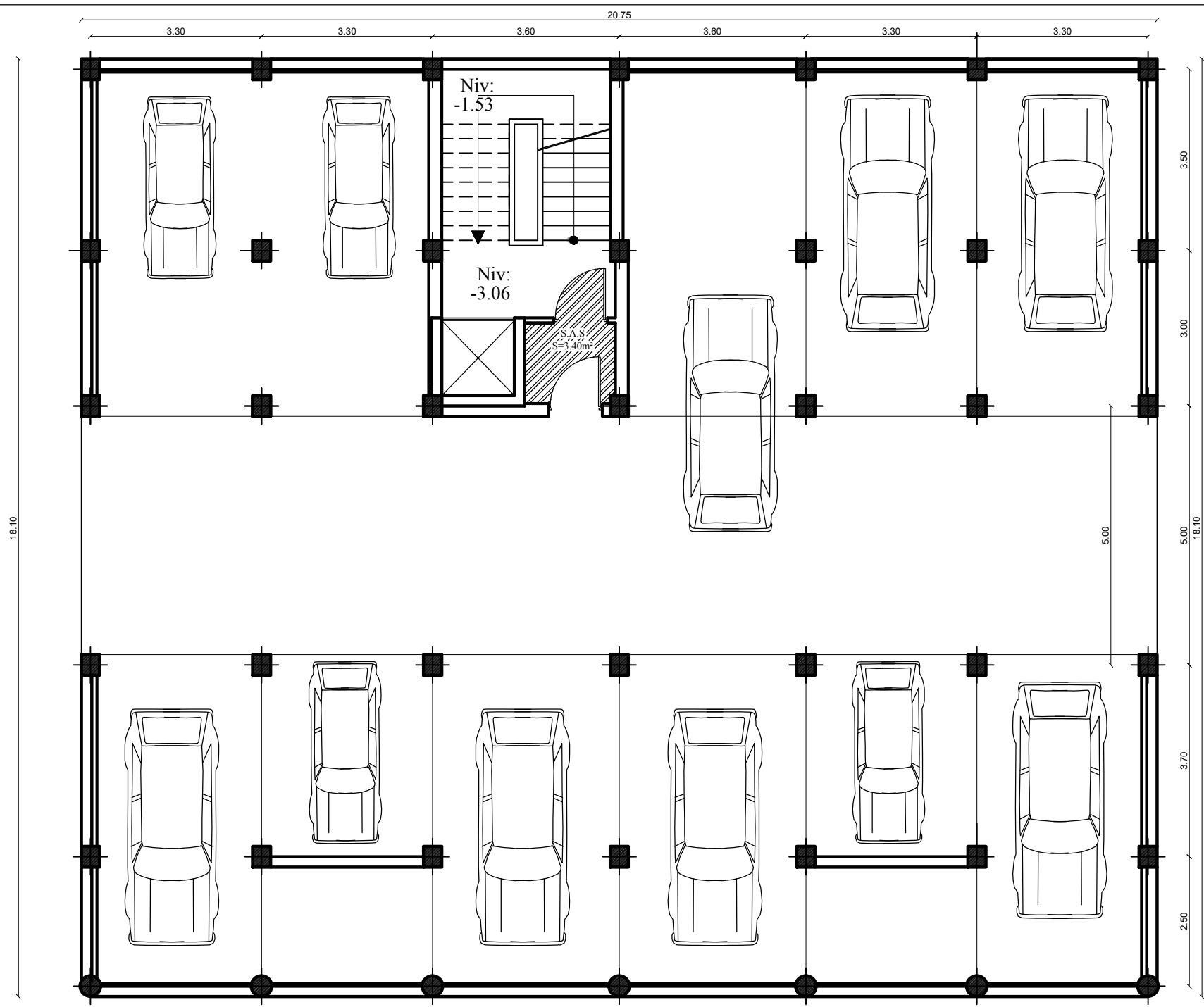
Plans d'exécution

Bibliographie

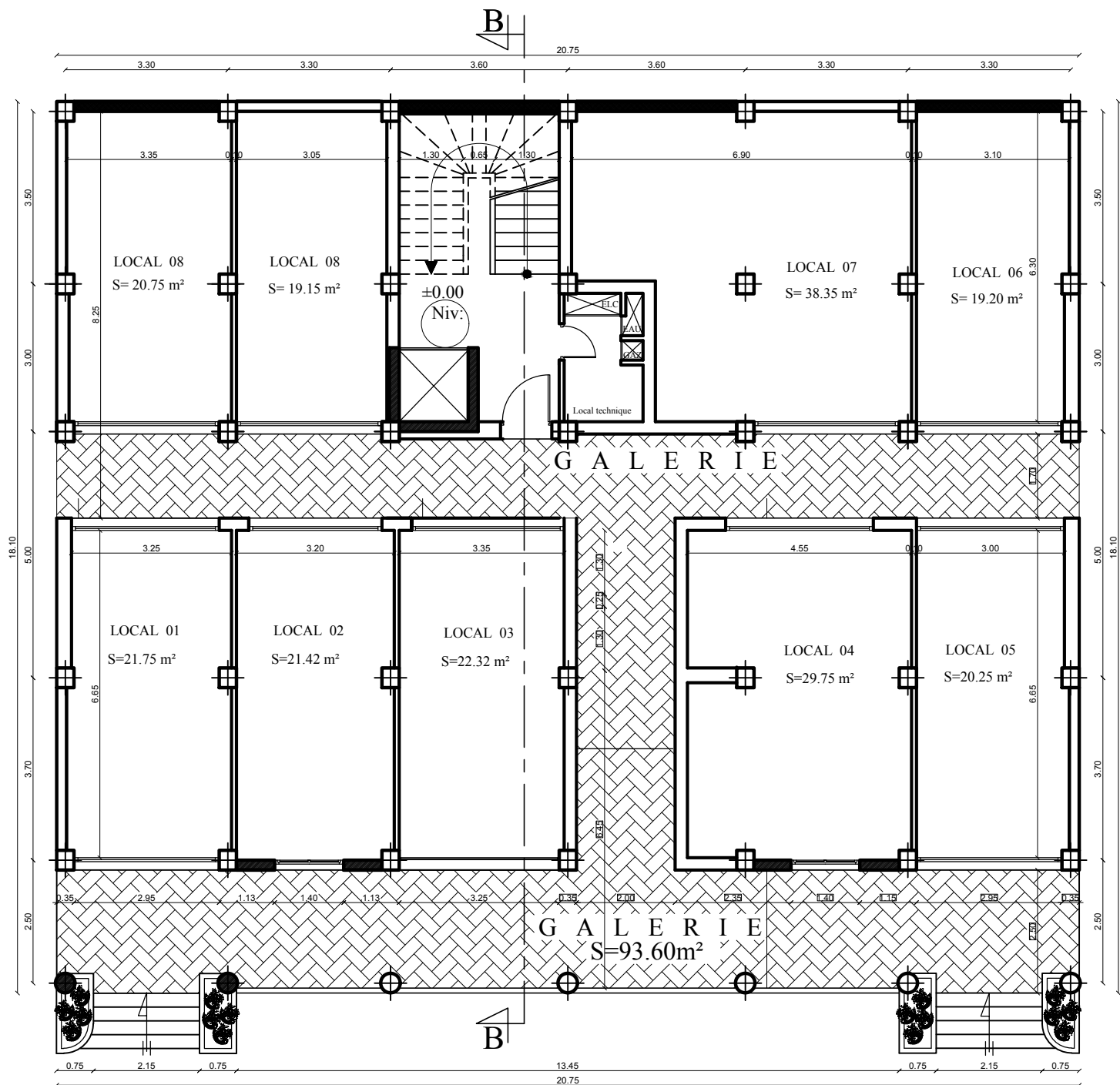
Plans d'architecture



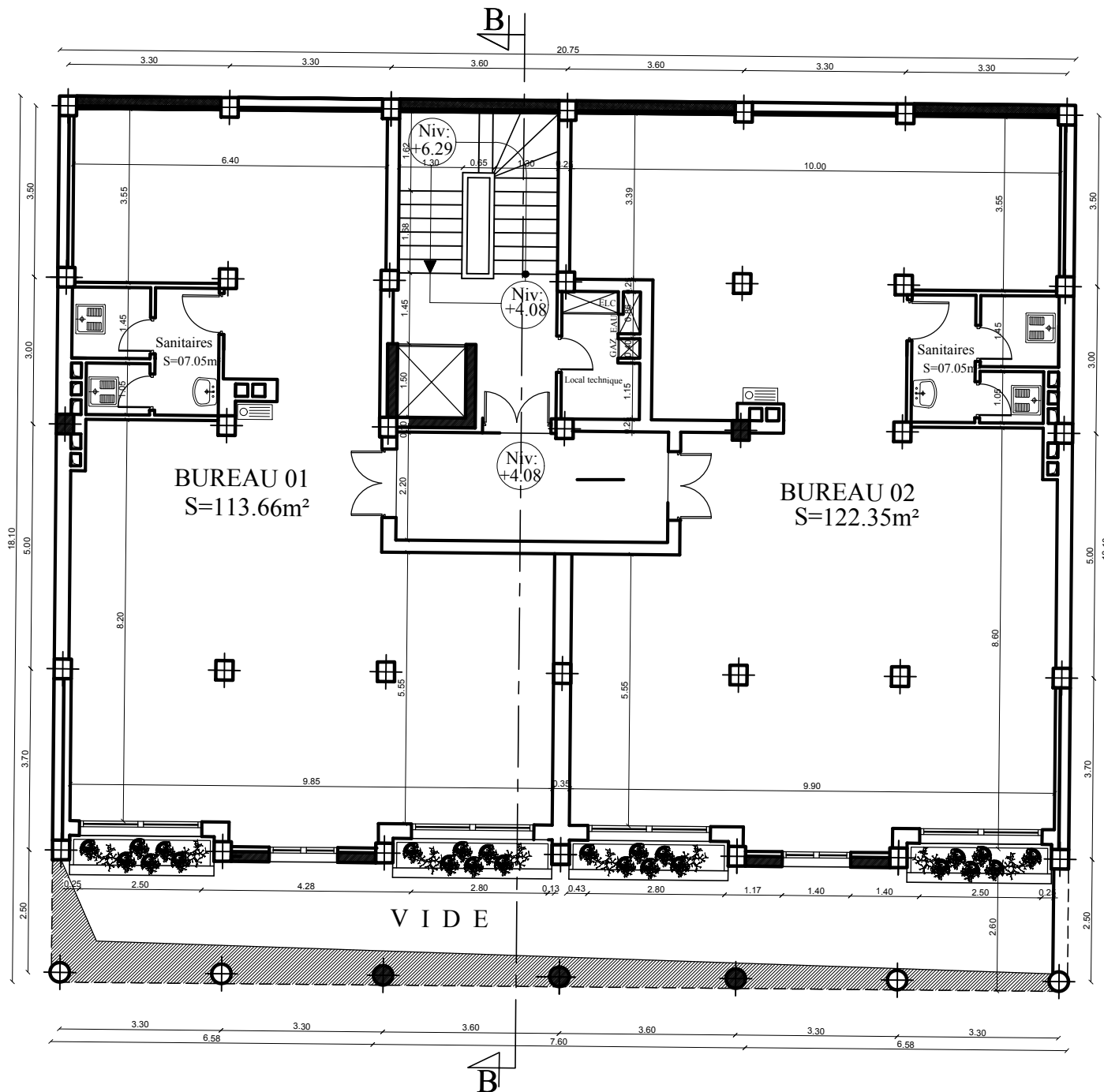
FACADE PRINCIPALE



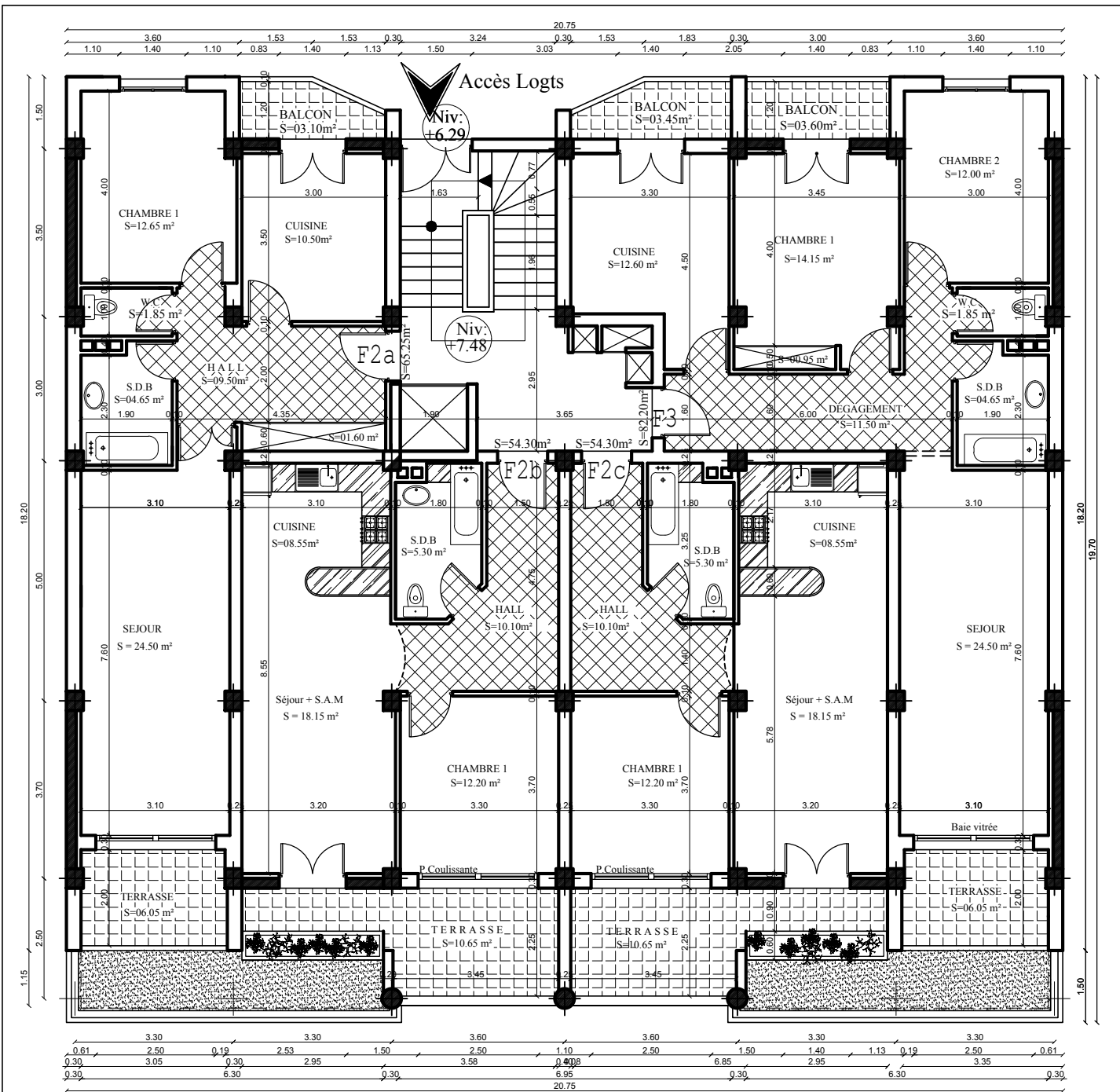
PLAN DU SOUS-SOL



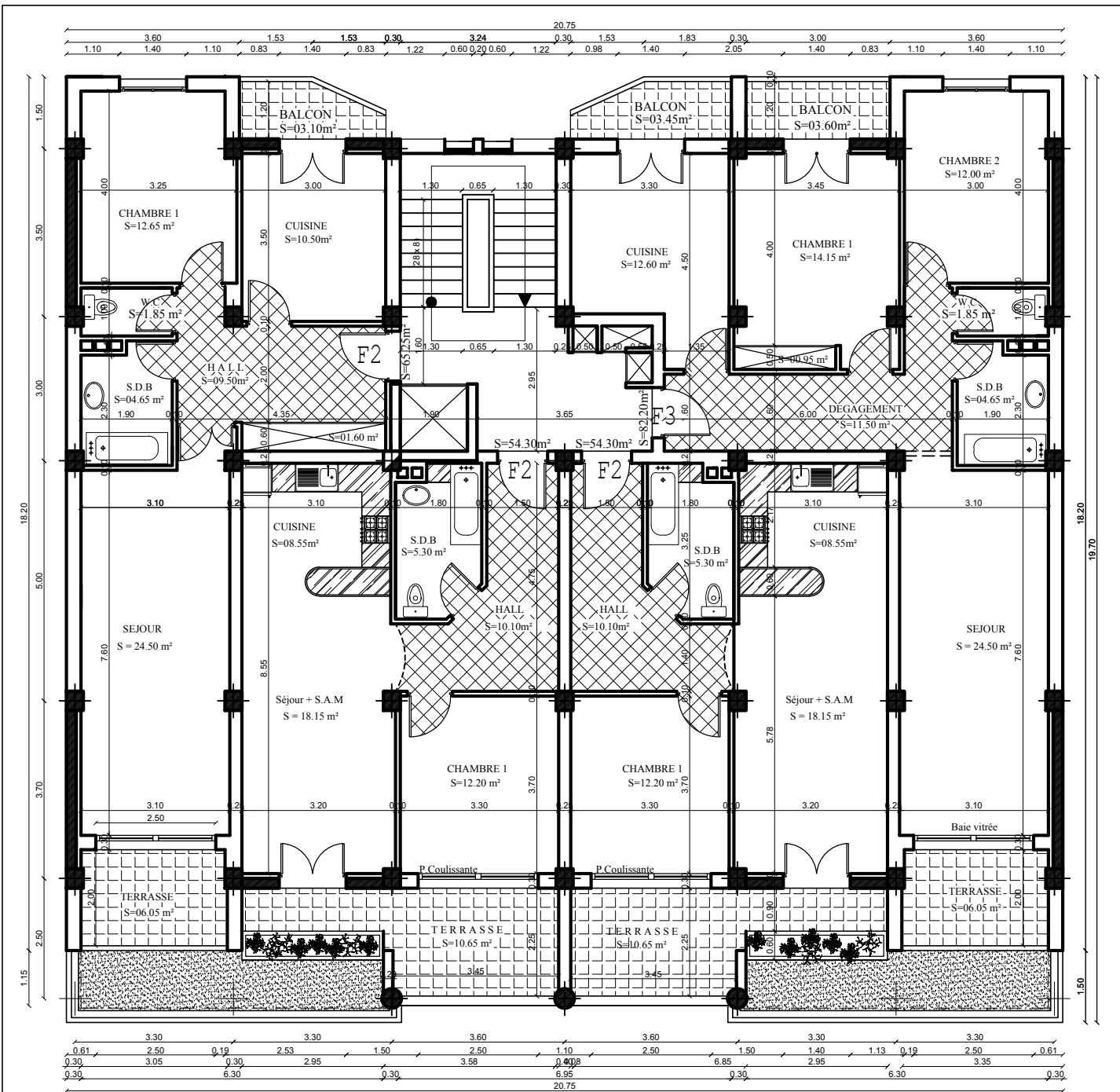
PLAN DE L'ENTRESOL



PLAN DU RDC



PLAN DE L'ETAGE 01



PLAN DE L'ETAGE COURANT

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études SOUCI, porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+5+2 sous-sols), il regroupe à la fois commerces, bureaux et logements d'habitation. Il est contreventé par voiles. Ce travail est structuré en sept chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, la poutre palière, les balcons, et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué la modélisation qui est faite par le logiciel Etabs et on a opté pour les vérifications du RPA. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq, après on a opté au chapitre six à l'étude des fondation et en fin l'étude du mur plaque fera l'objet du septième chapitre.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93, DTU, DTR, BAEL91modifié99 et RPA99 version 2003.*

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I-2) Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+5+2 sous-sol à usage multiple (commercial, habitation, bureaux et parking) à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de 1,5 bar.

I-2-1)- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment comporte :

- 5 étages à usage d'habitation.
- RDC à usage bureaux
- 1 entre sol à usage commercial.
- Un sous-sol parking.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

I-3)- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

- Longueur totale : 20,40 m.
- Largeur totale : 17,70 m.
- Hauteur totale : 28,24 m.
- Hauteur du sous-sol 2 : 3,06 m.
- Hauteur d'sous-sol 1 : 4,08 m.
- Hauteur du RDC : 3,40 m.
- Hauteur d'étages courants : 3,06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,70 m.

I-4) Les éléments de l'ouvrage

a) L'ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Portiques (poteaux poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges permanentes et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble.
- De l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

b) Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.
- A l'exception de la cage d'ascenseur et les balcons dont on prévoit une dalle pleine en béton armé, tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Le plancher terrasse est inaccessible, il comportera un système complexe d'étanchéités multicouches en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Maçonnerie

- Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm et en simple cloison de briques creuses de 10cm pour les murs de séparation.

d) Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant tous les niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé, coulés sur place.

e) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

f) Acrotère

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 70 cm.

g) Les voiles

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

h) Les fondations

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, il assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix des fondations dépend de :

- L'importance de l'ouvrage
- La nature du sol d'implantation.

i) Coffrage

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles et les dalles pleines de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

j) Réglementation

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91** [1], conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003** et le **DTR (BC22)** [3] (charges et surcharges d'exploitation).

I-5)- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance.

A- Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera élaborée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

A-1-Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ en MPA ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$
$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ en MPA ; pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

A.2-Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2.1, 12. BAEL 91]

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

A.3- Contrainte limite du béton

A.3.1-Les états-limites

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime (ELU)

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

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $t > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1h < t < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $t < 1$ heure

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées
 $t_j = 28$ jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:

σ_{bc} [MPa]

(I) : Etat élastique

(II) : Etat plastique

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

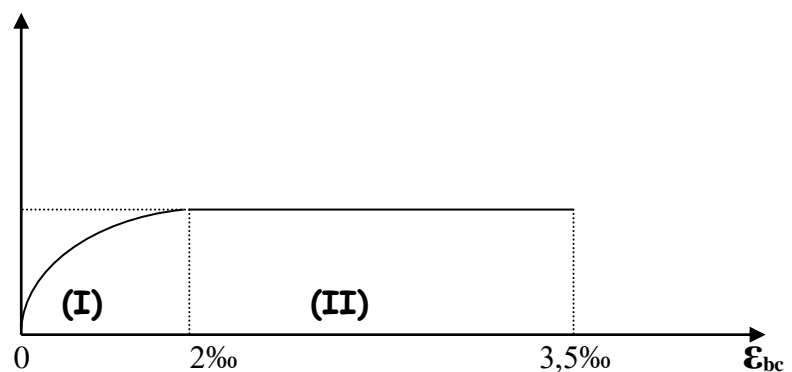


Fig I-1- Diagramme contrainte déformation du béton

b)-État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure 1-2

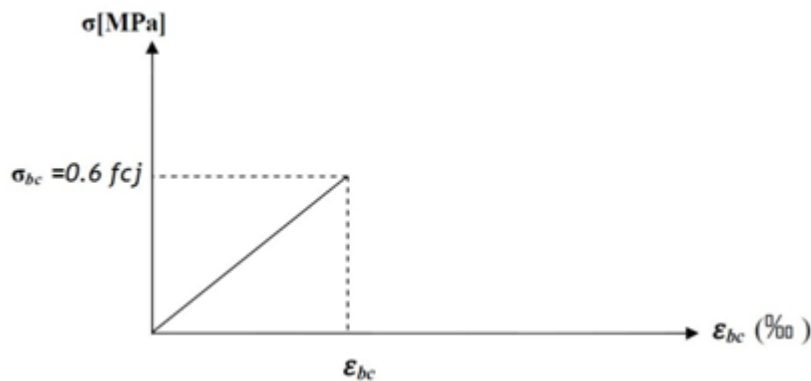


Fig I-2- diagramme contrainte- déformation à [L'ELS]

c) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible.**

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.**

d) Modules d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 [\text{MPa}]$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{MPa}$

d-3) Module d'élasticité transversale

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91). C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$$

$\Delta d / d$: La déformation relative transversale

$\Delta l / l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0,2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

e) Masse volumique du béton armé

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- ✓ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

f) Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement [BAEL91]:

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/i} = \frac{\varepsilon t}{\varepsilon l}$$

Il est pris égal à:

l'ELU : $\nu=0$ \Rightarrow calcul des sollicitations.

à l'ELS : $\nu=0,2$ \Rightarrow calcul des déformations.

I-6)- L'acier:

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 Fe = 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 Fe = 235 MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6mm$) Fe=500 MPa

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) Contraintes limites de l'acier**❖ contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91)**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

❖ Exemple:

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

❖ **Contrainte limite de service [Art A.4.3.5 / BAEL91 modifié 99]**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

✓ **Fissurations peu nuisibles**

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\bar{\sigma} = f_e$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques :

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \} \right\}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable**

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \} \right\}$$

$\eta \equiv$ coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre > 6mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre < 6mm.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

a) Diagramme des contraintes déformations de l'acier

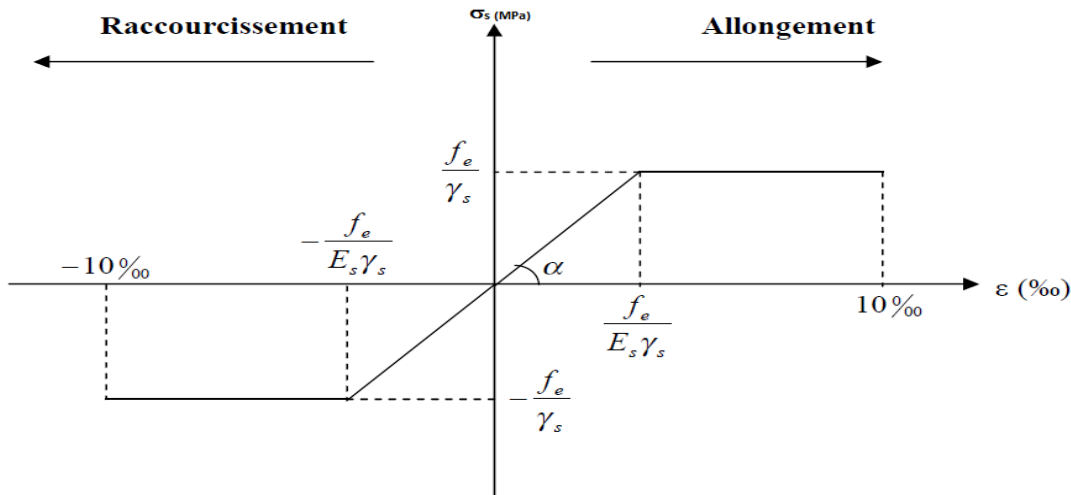


Fig (I-3) : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

b) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

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

- **C ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments

II-1) Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le **RPA99 version 2003**.

II-2) Calcul des planchers

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, Afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur du corps creux.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

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

Tel que : $L_{\max} = L - 0,40$

Avec :

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

L_{\max} : longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 3,60 - 0,4 = 3,20\text{m}$

$$h_t \geq \frac{320}{22,5} = 14,22\text{cm}$$

$h_t = 20\text{cm}$

On opte pour un plancher (16 + 4) cm.

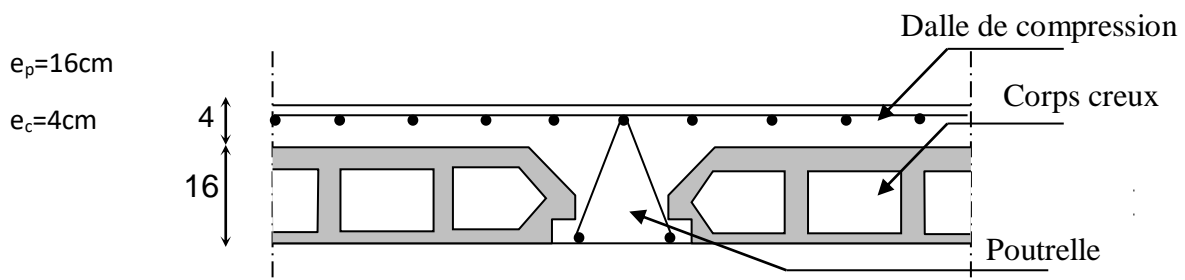


Fig II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-3) Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a) Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0/10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50\text{m}$$

$$e \geq 1,50/10 = 0,150\text{m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. (**$e=15 \text{ cm}$**)

b) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 10 cm.

c) Isolation acoustique

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

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = M/\rho = 350/2500 = 0.14\text{m}$$

Nous prenons : **$h_0=15\text{cm}$**

II-4) Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L , telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : h : hauteur de la poutre,
b : largeur de la poutre,
L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II-4-1) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L_{\max} = 5,00 - 0,40 = 4,60m$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30,67cm \leq h \leq 46cm \quad \text{Soit } h = 40cm$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm \quad \text{Soit } b = 30cm$$

II-4-2) Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

$$L = 3,60 - 0,40 = 3,20m$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33cm \leq h \leq 32cm \quad \text{Soit } h = 35cm$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14cm \leq b \leq 24,5cm \quad \text{Soit } b = 30cm$$

II-4-3) Vérification des conditions exigées par le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30cm$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20cm$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,50	Vérifiée

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (**30x40**) cm².

Poutres secondaires (**30x35**) cm².

II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (ART 7.7.1 RPA99 - 2003)

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4e$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité

Aux extrémités. L'épaisseur minimale est de **15 cm**

•Pour le Sous-sol 1 : $h = 408 \text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$e \geq h_e / e_p = 388 / 20 = 19,4$

•Pour les autres étages : $h = 306 \text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$e \geq h_e / e_p = 286 / 20 = 14,3$

On adopte une épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$** pour toute la construction.

II-5-1) Vérification

On doit vérifier que $L_{min} \geq 4e$ avec **L_{min}** : portée min des voiles

$L_{min} = 160 \text{ cm} \Rightarrow L_{min} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$a \geq h_e / 20$$

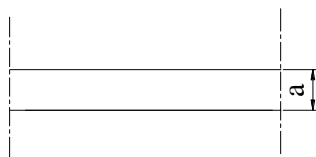


Fig-II-2 : Coupe de voile en plan

$$L \geq 4a$$

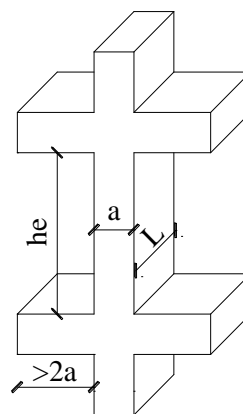


Fig-II-3 : Coupe de voile en élévation

II-6)- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\min (b_1, h_1) > 25 \text{ cm}$$

$$\min (b_1, h_1) > h_e / 20$$

$$1/4 < b / h_1 < 4$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

Tel que : $N_s = G + Q$ avec

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

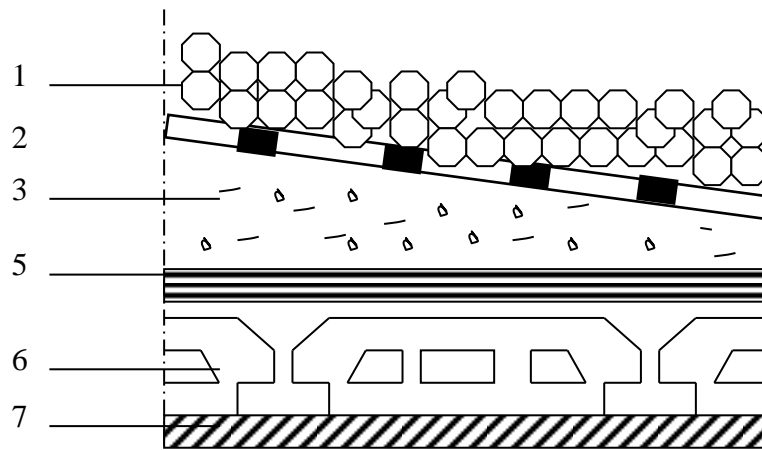
$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

II.7) Détermination des charges et surcharges

II-7-1) Charges permanentes

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux données ci-après :

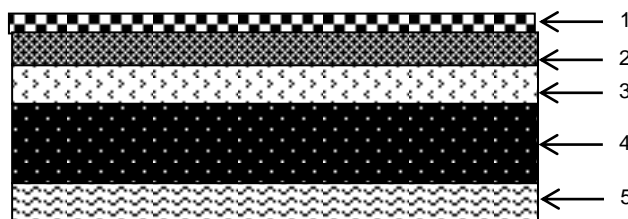
a) **Plancher terrasse**



FigII-4 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.90

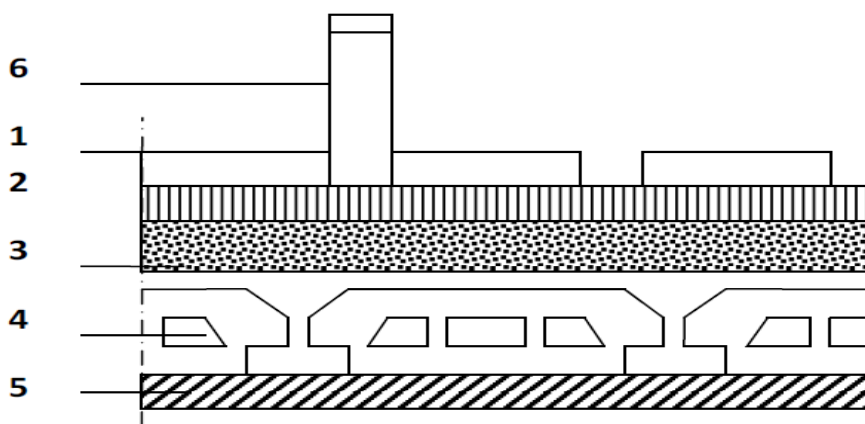
b) **Dalle pleine**



coupe verticale de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$g(kN/ m^2)$
1	revêtement Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	2.5	18	0.45
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale $G_{dp} =$				5.66

c) Plancher étage courant (corps creux)



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN/ m^3)$	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0,66
3	Couche de sable	0.03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	/	/	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	/	/	1
$G_c = 5.64KN/m^2$				

d) Mur extérieur

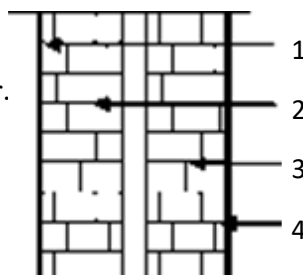
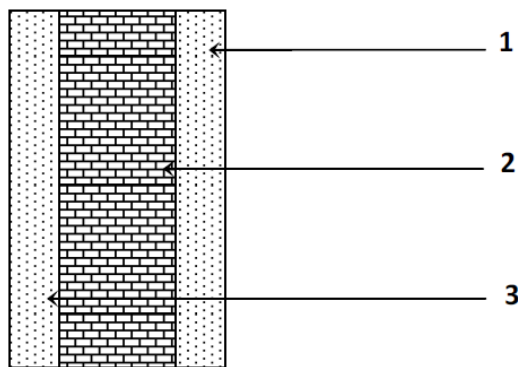


Fig-II-5 Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	9	0,90
3	Lame d'air	5	/	/
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale G_t				2.36

e) Mur intérieur



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit en plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.20
$G_{mi} = 1.3kn/m^2$				

II-7-2) Surcharge d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC (bureaux)	2,5
Plancher sous-sol (commercial)	3,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II-8) Surface d'influence

• Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1,30 \times 1,60 = 2,08 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,60 \times 1,30 = 2,08 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,30 \times 1,60 = 3,68 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,30 \times 1,60 = 3,68 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S = 11,52 \text{ m}^2$$

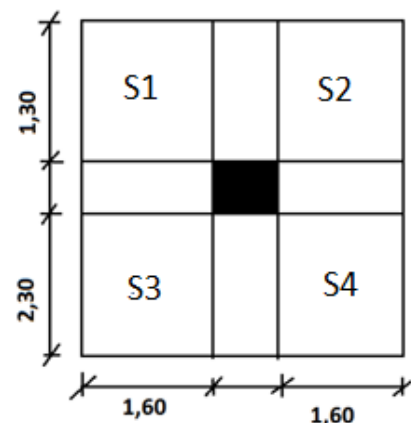


Fig II.8 : surface d'influence du poteau C4

II-8-1) Poids propre des éléments

a) poids revenant à chaque plancher

Plancher terrasse

$$PP_t = G \times S_t = 5,9 \times 11,52 = 67,97 \text{ kN}$$

Plancher étage courant

$$PP_c = 5,64 \times 11,52 = 64,96 \text{ kN}$$

b) poids revenant à chaque poutre

$$\text{- Poutres principales : } PP_{pp} = (0,40 \times 0,30) \times 3,6 \times 25 = 10,8 \text{ kN}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } PP_{ps} = (0,35 \times 0,30) \times 3,2 \times 25 = 4,8 \text{ kN}$$

$$PP_{poutres} = 10,8 + 4,8 = 15,6 \text{ kN}$$

c) poids revenant aux Poteaux

Poteau du RDC : $PP_{RDC} = (0.4 \times 0.4 \times 3.40) \times 25 = 13.6 \text{ kN}$

Poteaux d'étages et sous-sol 2 : $PP_{\text{étage}} = (0.4 \times 0.4 \times 3.06) \times 25 = 12.24 \text{ kN}$

Poteaux du sous-sol 1 : $PP_{ss} = (0.4 \times 0.4 \times 4.08) \times 25 = 16.32 \text{ kN}$

II-8-2) Surcharge d'exploitation

La surface d'influences $S_Q = 3,60 \times 4,00 = 14,4 \text{ m}^2$

- Plancher terrasse
 $Q = 14,4 \times 1,00 = 14,4 \text{ kN}$
- Plancher étage à usage habitation
 $Q = 14,4 \times 1,50 = 21,6 \text{ kN}$
- Plancher Rez-de-chaussée (bureaux)
 $Q = 14,4 \times 2,50 = 36 \text{ kN}$
- Plancher entre sol (commercial)
 $Q = 14,4 \times 3,5 = 50,4 \text{ kN}$
- plancher parking
 $Q = 14,4 \times 2,5 = 36 \text{ kN}$

II-8-3) Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Niveaux	5	4	3	2	1	R.D.C	SS1	SS2
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

a) Calcule des surcharges

$Q_0=14,4 \text{ kN}$

$Q_1= Q_0+ Q_1=14,4+21,6 = 36 \text{ kN}$

$Q_2= Q_0+0,95(Q_1 +Q_2) = 14,4+0,95(2\times 21,6) = 55,44 \text{ kN}$

$Q_3= Q_0+0,90(Q_1 +Q_2+Q_3) = 14,4+0,90(3\times 21,6) = 69,48 \text{ kN}$

$Q_4= Q_0+0,85(Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4) = 14,4+0,85(4\times 21,6) = 83,52 \text{ kN}$

$Q_5= Q_0+0,80(Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 14,4+0,80(5\times 21,6) = 95,4 \text{ kN}$

$Q_6= Q_0+0,75(Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 14,4+0,75[(5\times 21,6)+ 50,4] = 132,6384 \text{ kN}$

$Q_7= Q_0+0,714(Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 14,4+0,714[(5\times 21,6)+ 50,4 +36] = 152,8992 \text{ kN}$

b) récapitulatif de la descente des charges

Niveau	Charges permanentes kN					Charges d'exploitations kN		Efforts normaux N=G _c +Q _c	Sections des poteaux cm ²	
	Gplancher	G poutre	G poteau	G totale	G cum	Qplancher	Q cum		S _{≥N/σ_{bc}}	S adoptée
5	67,97	15,6	0,00	83,57	83,57	14,4	14,4	97,97	65,313	35×35
4	64,97	15,6	12,24	92,81	176,38	21,6	36	212,38	141,586	35×35
3	64,97	15,6	12,24	92,81	269,19	21,6	55,44	324,63	216,42	35×35
2	64,97	15,6	12,24	92,81	362	21,6	72,72	434,72	289,813	35×35
1	64,97	15,6	12,24	92,81	454,81	21,6	87,84	542,65	361,767	40×40
R.D.C	64,97	15,6	13,6	94,17	548,98	36	100,8	649,78	433,187	40×40
SS1	64,97	15,6	16,32	96,89	645,87	57,6	138,6	784,47	522,98	40×40
SS2	64,97	15,6	12,24	92,81	738,68	36	158,3424	891,5792	598,015	40×40

II-8-4) Vérifications relatives aux exigences du RPA : (art 7.4 .1 RPA99)

- $\min(b;h) \geq 25 \text{ cm}$ condition vérifiée
- $\min(b;h) = 35 \geq h_c/20$:
 - pour l'étage courant $306/20=15,3$ condition vérifiée
 - pour le RDC $340/40=17$ condition vérifiée
 - pour l'entresol $408/20=20,4$ condition vérifiée
- $1,4 \leq (b/h) = 1 \leq 4$ condition vérifiée

II-6-4) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

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

Avec : **L_f**: longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

I : Elancement du poteau.

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

L₀ : hauteur libre du poteau

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

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

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

- * **Pour étage courant : (35x35) cm²**
 $l_0 = 3,06 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 21,20 < 50$ vérifiée
- * **Pour le RDC : (40x40) [cm²]**
 $l_0 = 3,06 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 18,42 < 50$ vérifiée
- * **Pour l'entresol : (40x40) cm²**
 $l_0 = 4,08 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50$ vérifiée
- * **Pour le sous-sol : (40x40) cm²**
 $l_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50$ vérifiée

II-7) CONCLUSION

- Pré dimensionnement des planchers : **ht= 20cm**
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : **h_t= 15 cm**
- Pré dimensionnement des poutres :
Poutres principal : **(35x40) cm²**
Poutres secondaire : **(30x40) cm²**
- Pré dimensionnement des voiles : **h_t = 20cm**
- Pré dimensionnement des poteaux :

Poteaux niveau SS2, SS1, RDC et 1^{er} et: **(40x40) cm²**

Poteaux niveau 2^{ème} étage, 3^{ème} , 4^{ème} et 5^{ème} étage : **(35x35) cm²**

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III) Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les planchers à corps creux.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les escaliers et la poutre palière.
- La cage d'ascenseur.

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

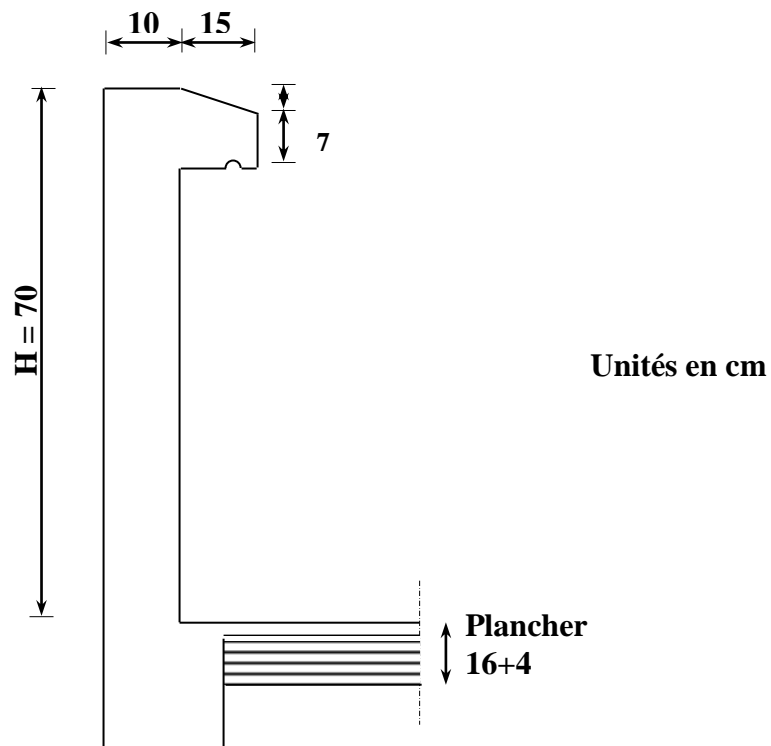


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

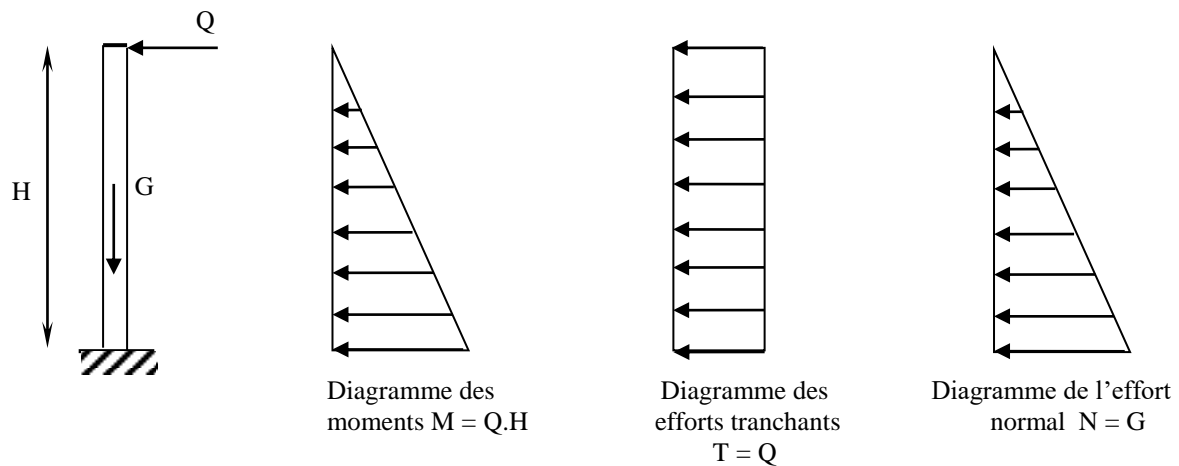


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes des efforts internes

III-1-1- Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal dû au poids propre N :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,96 \text{ kN/ml}$$

$$N = G \times l = 1,96 \text{ kN}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

❖ Effort tranchant dû à l'effort horizontal T :

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

$$T = Q \times l = 1 \text{ kN}$$

❖ Moment de renversement M dû à l'effort horizontal M :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

III-1-2- Combinaison de charges :**a- A L'ELU :**

La combinaison est : $1,35.G+1,5.Q$

❖ **Effort normal du à G**

$$N_u = 1,35.N = 1,35 \times 1,96 = 2,65 \text{ kN}$$

$$N_u = 2,65 \text{ kN}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = 1,5.T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

❖ **Moment de flexion du à Q :**

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1,05 \text{ kN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$ selon le BAEL

❖ **Effort normal de compression**

$$N_S = 1,96 \text{ kN}$$

❖ **Effort tranchant :**

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

❖ **Moment de flexion**

$$M_S = M_Q = 0,7 \text{ kN.m}$$

III-1-3- Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

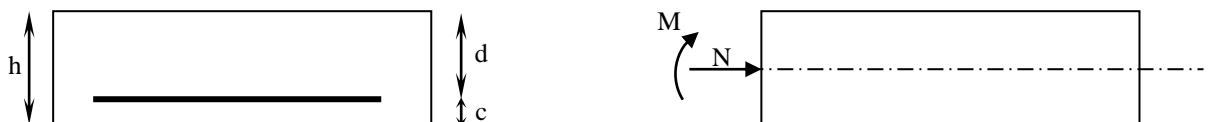


Fig III-3 : section soumise à la flexion composée

avec :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ d = 7 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

a- Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,65} = 0,39 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} < e_u \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e_u \right)$$

$$M_f = 2,65 \times 0,41 = 1,09 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 1,09 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de μ :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,09 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,0156$$

\rightarrow La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,0156 \Rightarrow \beta = 0,9925$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,09 \times 10^3}{0,9925 \times 7 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

la section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,45 - \frac{2,65 \times 10}{348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

b- Vérification à L'ELU :❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,96} = 0,357 \text{ m} = 35,71 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,71 - (0,455 \times 7)}{35,71 - (0,185 \times 7)} \right] = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,03 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,37 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 1,03 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min [(3h ; 33\text{cm})] = 33 \text{ cm}$

$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m L}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min [\min (4h ; 44\text{cm})] = 44 \text{ cm}$

$S_t = 25 \leq 44 \Rightarrow$ **Condition vérifiées**

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement

❖ Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

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

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,238 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

\Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres (A.6.1, 253.BAEL91 / modifiée 99) :**

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1.5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

D'où :

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

c- Vérification à L'ELS :❖ **Vérification à l'état d'ouvertures de fissures dans les aciers : (BAEL91/ Art 4.3.5)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, \max(200; 201,63) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 43,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{38,76} \times 37,65 = 1,133 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-4- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$ (Zone II , groupe 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,96 \text{ kN/mL}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,96 = 0,94 \text{ kN/mL}$$

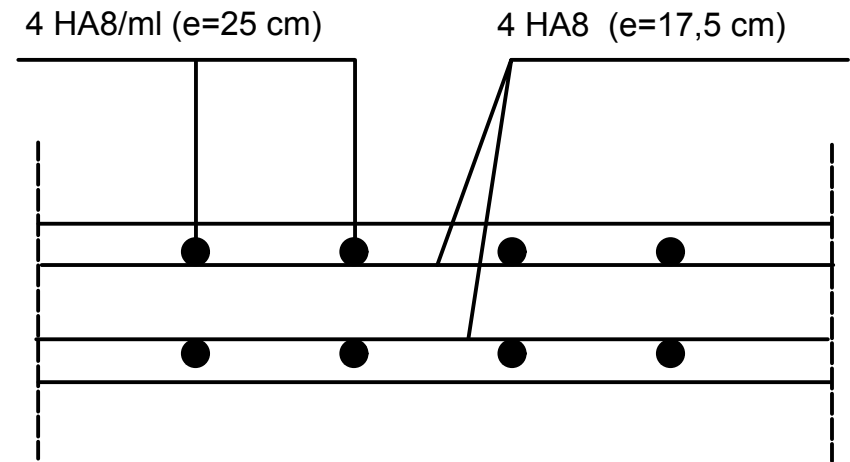
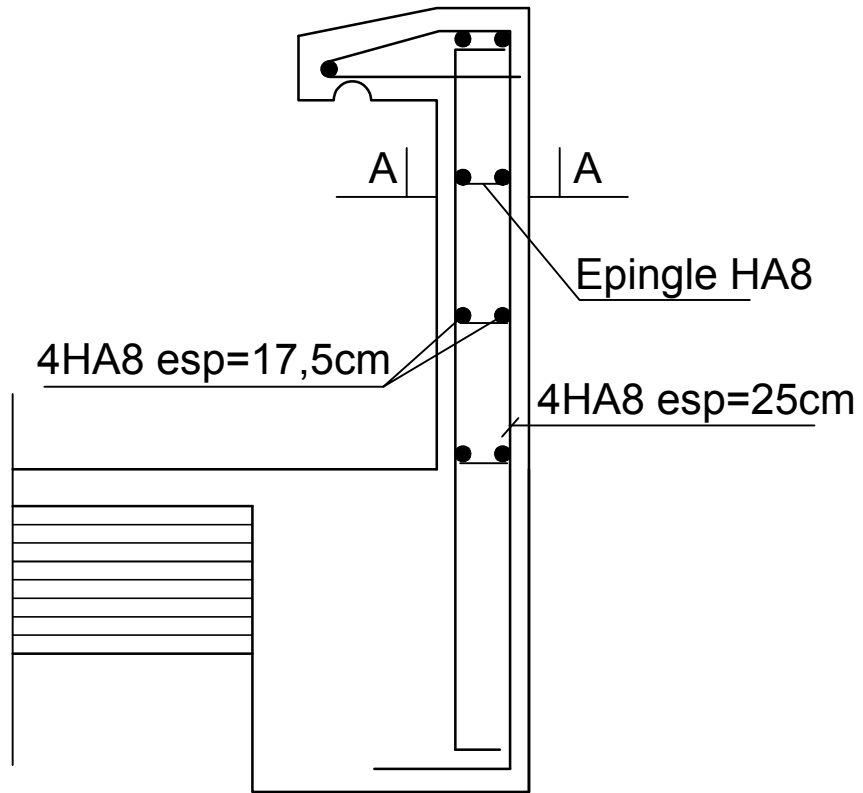
$F_p = 0,94 \text{ kN/m} < Q = 1 \text{ kN/m} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Conclusion :

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme d'ou on optera pour un ferrailage adopté précédemment

Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01cm²** avec : **St = 25 cm**

Armatures de répartitions : **4HA8/ml = 2,01cm²** avec : **St = 17,5 cm**



Coupe A-A

Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2) Calcul des planchers :

III.2.1) Introduction :

Tous les planchers de notre projet sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, qui assurent une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- D'un corps creux qui utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression.

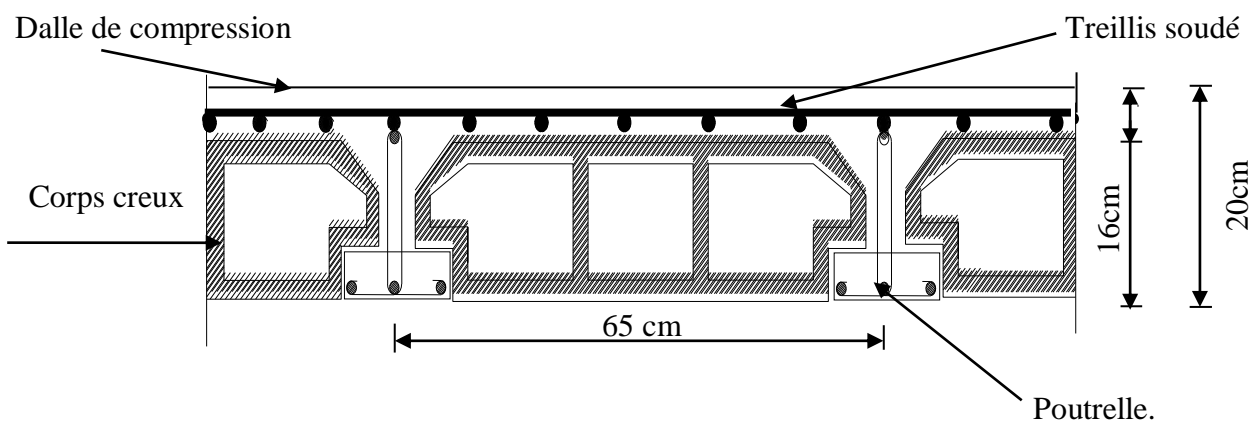


Fig (III.2.1) : coupe verticale d'un plancher en corps creux

III.2.2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser ;

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Calcul des armatures :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

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

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²

Avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm⁴.

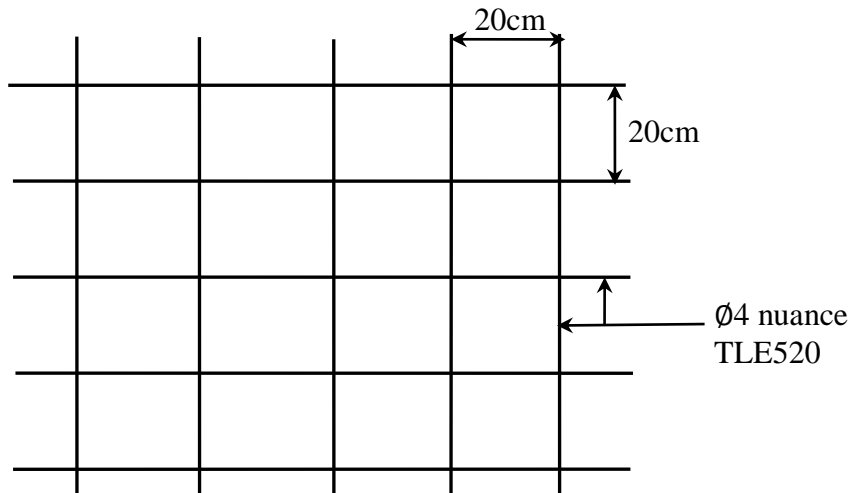


Fig III.2.2. Treillis soudé de (20x20) cm².

III.2.3) Dimensionnement de la section en Te :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = ? \end{array} \right.$$

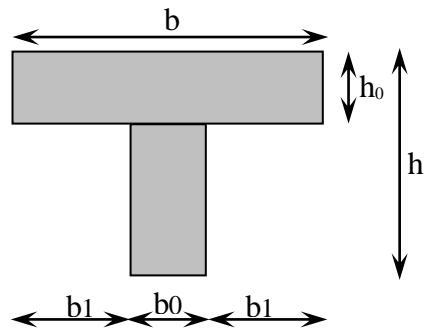


Fig III.2.3. Dimensionnement de la section en Té

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression (b_1) à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$1) \quad b_1 \leq \frac{L}{2}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}$$

$$4) \quad b_1 \leq \frac{2L}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right)^2$$

Avec :

L_0 : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles.

L : Longueur de la plus grande travée.

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$1) \quad b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{360}{2} = 120 \text{ cm}$$

$$4) \quad b_1 \leq \frac{2 \times 360}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{360}{2} \right) = 138 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (1 ; 2 ; 3 ; 4) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où} \quad b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.4) Calculs des poutrelles:

Notre structure présente plusieurs types de planchers à chargements différent, on optera pour le plancher le plus défavorable, qui est le plancher à usage commercial

avec :

$$G = 5,64 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 5,64 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

A): Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre ainsi que le poids du corps creux.

Chargement :

- Poids propre $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$.
- Poids du corps creux..... $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$.
- Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 1 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente : **G=0,74 kN /mL**

Charge d'exploitation : **Q=1 kN/mL**

Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour la travée la plus longue.

La combinaison de charge à considérer est :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

- Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,00^2}{8} = 4,05 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,60}{2} = 4,5 \text{ kN}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_t = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,94 \gg \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1 \times 1,5} = 14,2$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B).Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

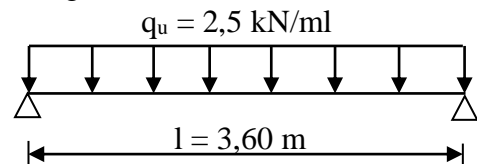


Schéma statique de la poutrelle

- Charges permanentes : $G = 5,64 \times 0,65 = 3,666 \text{ kN/ml}$
Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC (à usage commerciale).
- surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$

• **Combinaison d'actions :**

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,361 \text{ kN/ml}$
 À l'ELS : $Q_s = G + Q = 5,941 \text{ kN/ml}$

III.2.5) Choix de la méthode de calcul :

On a trois méthodes de calcul qui sont méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode RDM.

Vérification des condition d'application de la méthode forfaitaire :

1.
$$\begin{cases} Q=3,5 \text{ kN/ml} < 2G=7,332 \text{ kN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :

$\frac{330}{330} = 1$; $\frac{330}{360} = 0,92$; $\frac{360}{360} = 1 \Rightarrow$ Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2

III.2.5.1Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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 charges que la travée considérée.

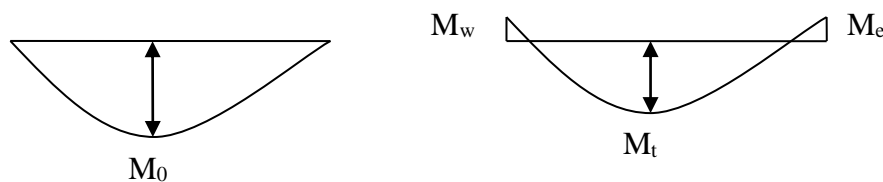


Fig III.2.4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.5.2.Exposé de la méthode :

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

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha =0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

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

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

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

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

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

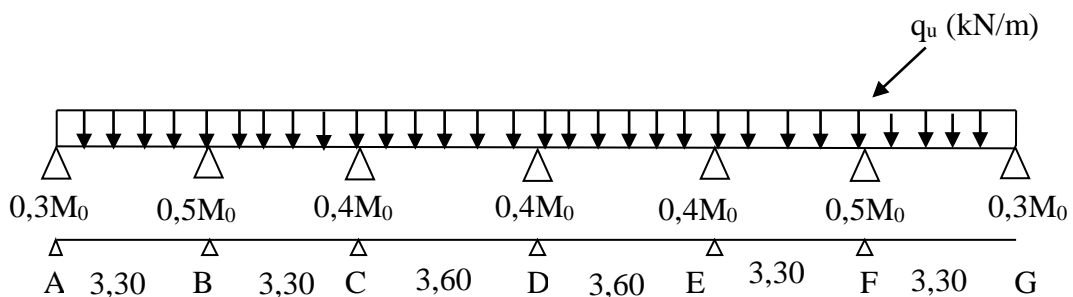


Fig III.2.5 : Schéma statique

III.2.6. calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,275}{2,275+3,666} = 0,382 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,382$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,114$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,577$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,657$$

III.2.6.1 Moment isostatique :

$$M_{012} = M_{023} = M_{056} = M_{067} = q_u \cdot L^2 / 8 = 8,361 \times (3,30)^2 / 8 = 11,381 \text{ kN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = q_u \cdot L^2 / 8 = 8,361 \times (3,60)^2 / 8 = 13,544 \text{ kN.m}$$

III.2.6.2. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_A = M_G = 0,3 M_{012} = 3,414 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023}) = 5,690 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 0,4 \max (M_{023} ; M_{034}) = 5,417 \text{ kN.m}$$

III.2.6.3 Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1,114 \times 11,381 - \frac{5,690 + 3,414}{2} = 8,126 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,657 \times 11,381 = 7,477 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 7,477 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1,114 \times 13,544 - \frac{5,417 + 5,690}{2} = 9,534 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,577 \times 13,544 = 7,814 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 9,534 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq 1,114 \times 13,544 - \frac{5,417 + 5,417}{2} = 9,671 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,577 \times 13,544 = 7,814 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tCD} = 9,671 \text{ kN.m}$$

Par symetrie :

$$M_{tAB} = M_{tFG} = 8,126 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tEF} = 9,534 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tDE} = 9,671 \text{ kN.m}$$

q_u (kN/m)

III.2.6.4) diagramme des moments fléchissant :

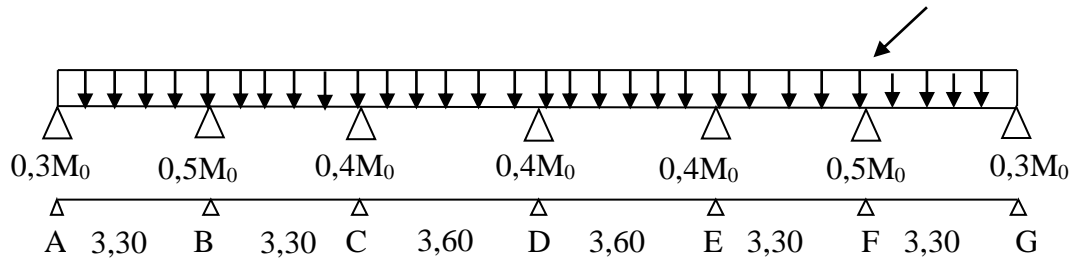


Schéma statique

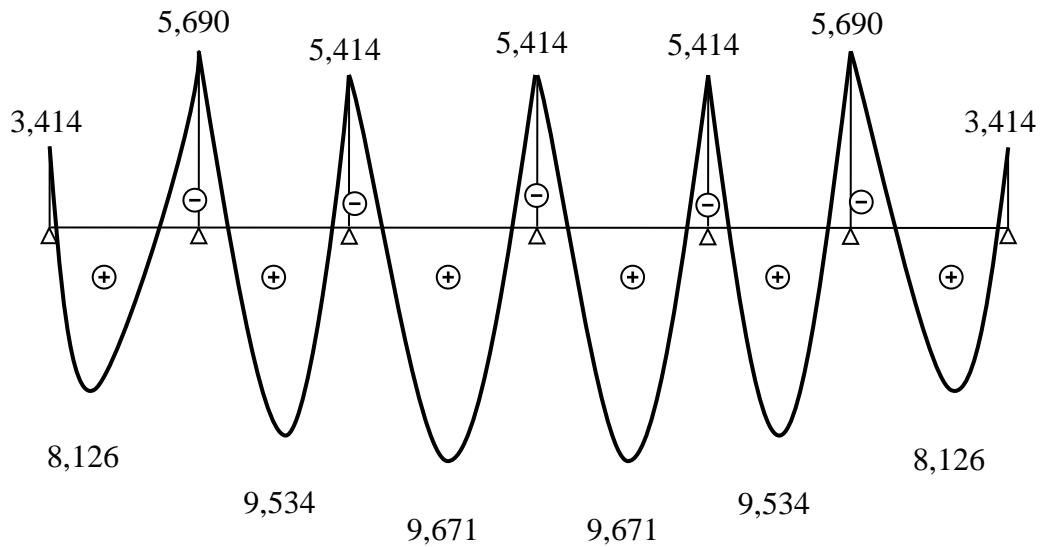


Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

III.2.6.5. Calcul des efforts tranchant :

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

l : longueur de la travée considérée,

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

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Travée AB :

$$T_a = \frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,690 - (-3,414)}{3,30} = 13,105 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,690 - (-3,414)}{3,30} = -14,485 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,417 - (-5,690)}{3,30} = 13,878 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,417 - (-5,690)}{3,30} = -13,712 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{8,361 \times 3,60}{2} + \frac{-5,417 - (-5,417)}{3,60} = 15,049 \text{ kN}$$

$$T_d = -\frac{8,361 \times 3,60}{2} + \frac{-5,417 - (-5,417)}{3,60} = -15,049 \text{ kN}$$

-Travée DE :

$$T_D = \frac{8,361 \times 3,60}{2} + \frac{-5,417 - (-5,417)}{3,60} = 15,049 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{8,361 \times 3,60}{2} + \frac{-5,417 - (-5,417)}{3,60} = -15,049 \text{ kN}$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,690 - (-5,417)}{3,30} = 13,712 \text{ kN}$$

$$T_F = -\frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-5,690 - (-5,417)}{3,30} = -13,878 \text{ kN}$$

-Travée FG :

$$T_F = \frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-3,414 - (-5,690)}{3,30} = 14,485 \text{ kN}$$

$$T_G = -\frac{8,361 \times 3,30}{2} + \frac{-3,414 - (-5,690)}{3,30} = -13,105 \text{ kN}$$

III.2.6.6) Diagramme des efforts tranchant :

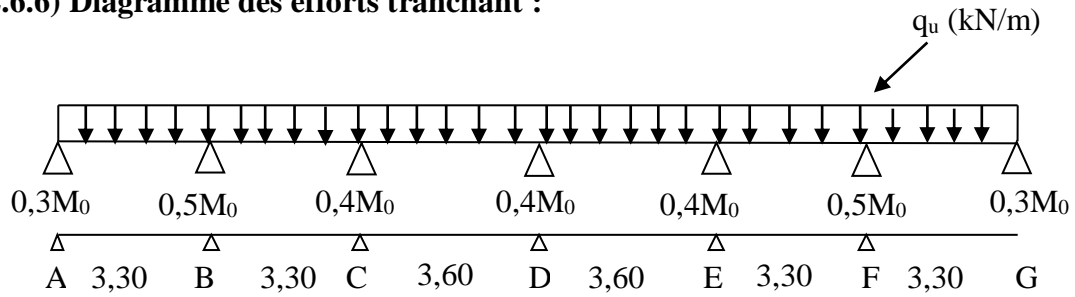


Schéma statique

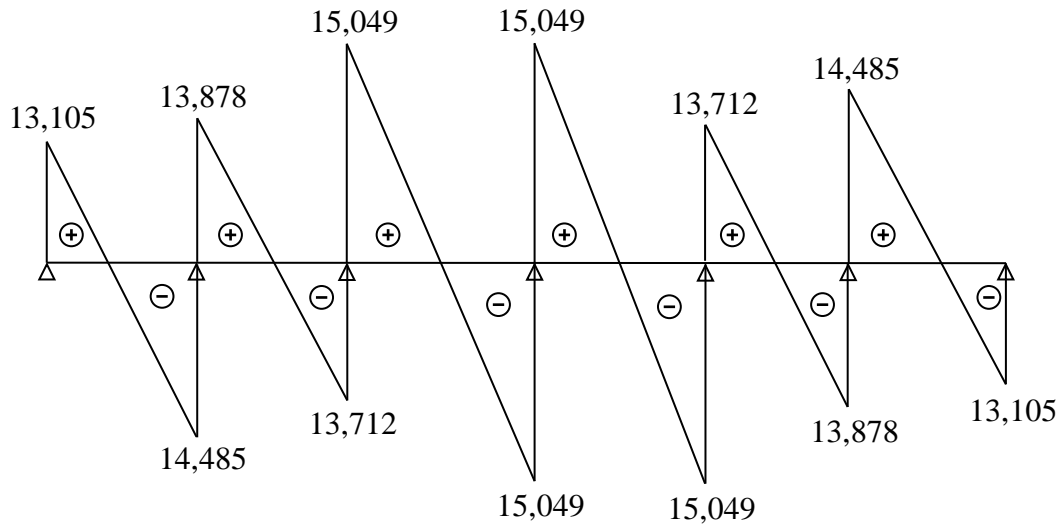


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.7) Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 9,671 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,690 \text{ kN.m}$$

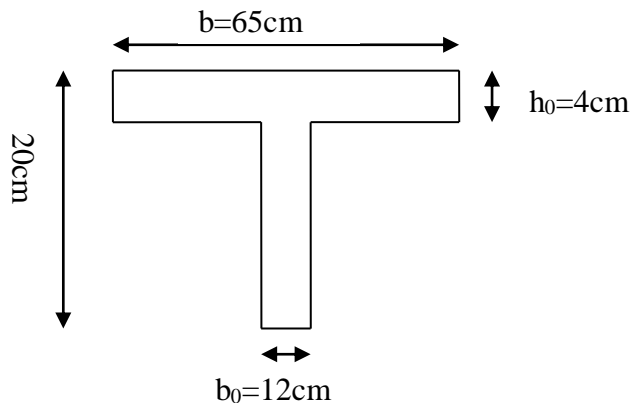


Figure III.2.6 : Section de la poutre en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ kN.m} > M_t^{\max} = 9,671 \text{ kN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,671 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0323 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0323 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9,671 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,567 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,567 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 5,690 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,690 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,103 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,103 \rightarrow \beta = 0,9455$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,690 \times 10^3}{0,9455 \times 18 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,96 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1,29 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 12 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

d) Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0,9d ; 40cm) = \min(16,2 , 40) = 16,2cm$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 400}{12 \times 0,4} = 46,67cm$$

$$S_t = 46,67 > 16,2$$

On prend $S_t = 15$ cm

III.2.8. Vérification à l'ELU:**a) Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} , 5MPa) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25MPa , 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,049 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,696MPa$$

$$\tau_u = 0,696MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :

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

En travée :

$$A_t = 1,57cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,29cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,049 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,479MPa$$

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

$$\tau_{se} = 1,47MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.1,313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ kN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ kN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 13,105 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 15,049 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.1,312/BAEL91)

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

➤ **Appuis de rive :**

$$A_a = 1,29 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,105 - \frac{3,414}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,105 - 21,074)$$

$$A_a = 1,29 \geq -0,22 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (15,049 - \frac{5,690}{0,9 \times 0,18}) = -0,577 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \geq -0,577 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{15,049 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 0,774 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.9. Vérification à l'ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,941}{8,361} = 0,710$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KNm)	2,423	4,039	3,846	3,846	3,846	4,039
M_e (KNm)	4,039	3,846	3,846	3,846	4,039	2,423
T_w (KN)	9,304	9,853	10,049	10,049	9,735	10,284
T_e (KN)	-10,284	-9,735	-10,049	-10,049	-9,835	-9,304
M_t (KN)	5,769	6,769	6,866	6,866	6,769	5,769

a) Diagramme des moments fléchissant :

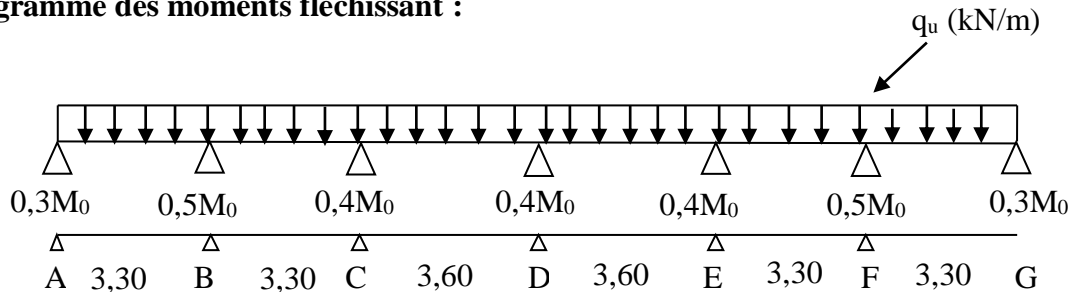


Schéma statique de la poutrelle

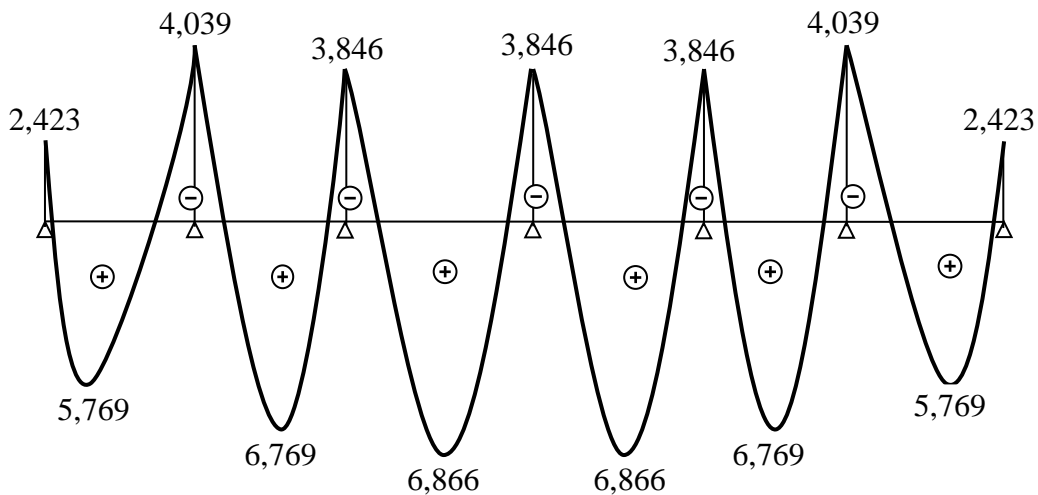


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

b) Diagramme des efforts tranchant :

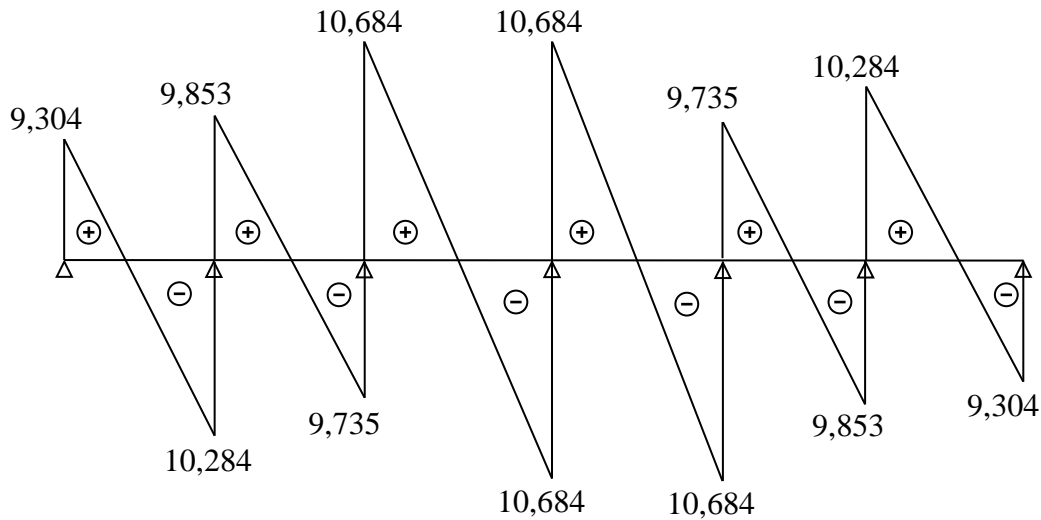


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les moments max

$$M_t^s = 6,866 \text{ kNm}$$

$$M_a^s = 4,039 \text{ kNm}$$

Effort tranchant max:

$$V_u^s = 10,684 \text{ kN}$$

2

A) Vérification des contraintes de compression dans le béton

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. En travée : la section à l'ELU est $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,877 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0,370$$

$$\rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,370}{15(1-0,370)} = 0,0392$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{6,866 \times 10^{-3}}{0,877 \times 0,18 \times 1,57 \times 10^{-4}} = 277,033 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_b = k\sigma_{st} = 0,0392 \times 277,033 = 10,859 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} .$$

Les armatures à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

2. Aux appuis:

La section à l'ELU est $A_{sa}=1HA10+1HA8 = 1,29 \text{ cm}^2$.

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,29}{12 \times 18} = 0,597$$

$$\rho_1 = 0,597 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \rightarrow \alpha_1 = 0,343 \rightarrow k = 0,0348$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a^s}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,039 \times 10^{-3}}{0,886 \times 0,18 \times 1,29 \times 10^{-4}} = 196,326 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b = k \sigma_{sa} = 0,0348 \times 196,326 = 6,832 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

B) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée } \sigma_{st} = 277,033 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Aux appuis } \sigma_{sa} = 196,326 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

C) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68, 424)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

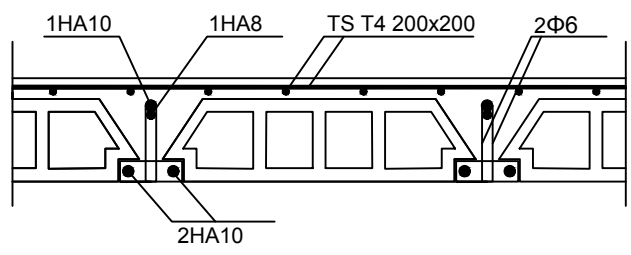
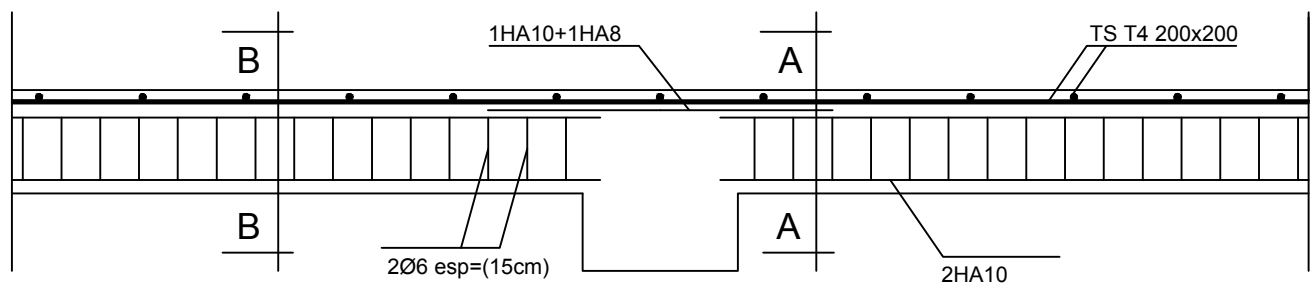
b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

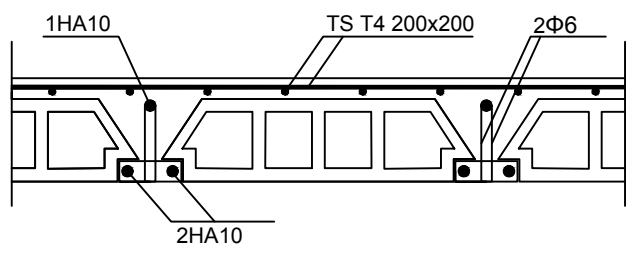
$$2- \frac{h}{L} = 0.055 > \frac{6,866}{15 \times 10,684} = 0,042 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,57}{18 \times 12} = 0,0072 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

N.B : Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.



COUPE A-A



COUPE B-B

Schéma de ferrailage du plancher

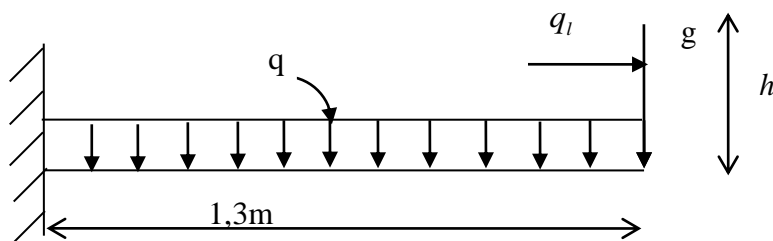
III.3) Calcul des balcons :**III.3.1) Calcul des balcons :**

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

- largeur $L = 1,30 \text{ m} = 130 \text{ cm}$

- épaisseur du balcon $e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} \geq 13 \text{ cm}$.

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

III. 3.1.1) Schéma statique :**III.3.1.2) Calcul des efforts :**

- charges et surcharges revenant à la dalle :

- $G = 5,89 \text{ KN/m}^2$ charges permanentes
- $q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ surcharges d'exploitation
- $q_l = 1 \text{ KN/m}^2$ charge horizontale due à la main courante
- $g = 0,9 + 0,72 = 1,62 \text{ KN}$ charge de concentration due au poids du mûr extérieur ($h' = 1,1 \text{ m}$) ; $g = 1,62 \times 1,3 = 2,206 \text{ kN/ml}$

III. 3.1.3) Combinaisons des charges :

a) Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

- la dalle : $q_u = (1,35 \times 5,89) + (1,5 \times 3,5) = 13,20 \text{ kN/ml}$
- la main courante $q_{lu} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- mûr extérieur $g_u = 1,35 \times 2,62 = 2,98 \text{ kN/ml}$

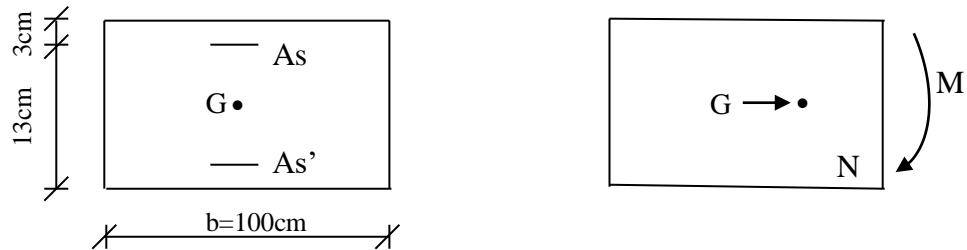
b) Combinaison de charge à l'ELS:

$$q_s = (G + Q)$$

- la dalle : $q_s = 5,89 + 3,5 = 9,39 \text{ kN/ml}$
- la main courante $q_{ls} = 1 \text{ kN/ml}$
- mûr extérieur $g_s = 2,206 \text{ kN/ml}$

III.3.1.4) Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée



Soit e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

III.3.1.4.1) Calcul à l'ELU :

a. Calcul du moment total:

$$M_u = -\frac{qu.L}{2} - g_u \cdot L - q_{lu} \cdot h' = -\frac{13,20 \times 1,3^2}{2} - 2,98 \times 1,5 - 1,5 \times 3$$

$$M_u = -20,12 \text{ kNm}$$

Remarque :

Le signe (-) signifie que la fibre supérieur est tendue

b. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = -q_u \cdot L - g_u = -13,20 \times 1,3 - 2,98$$

$$T = -20,14$$

c. détermination du centre de pression :

- Calcul de l'effort de compression centre maximal :

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 15 \times 100 \times 14,2 \times 10^{-1} = 2130 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1,5}{2130} = 7,04 \cdot 10^{-4}$$

- Calcul de l'excentricité relative :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \cdot \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,1667$$

$$e_{nc} = \varepsilon \times h = 0,1667 \times 15 = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{20,12}{1,5} = 13,41 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 0,045 \text{ m} \Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

d. Calcul des armatures en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1,5(13,41 + 0,045) = 20,18 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,18 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,12)^2 \cdot 14,2} = 0,0986$$

$$\mu_b = 0,0986 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0986 \Rightarrow \beta = 0,724$$

• Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,18 \times 10^3}{0,724 \cdot 12 \cdot 348} = 667 \text{ cm}^2$$

e. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 6,67 + \frac{1,5 \times 10}{348} = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{6HA 12} = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 17 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{4HA 8} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III. 3.1.5.) Vérification à l'ELS :

III. 3.1.5.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} - \frac{(e_s - 0,445d)}{(e_s - 0,185d)}$$

Calcul de e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$M_s = q_{ls} \cdot h' + q_s \cdot L^2 / 2 + g_s \cdot L$$

$$M_s = 1 \times 3 + 9,39 \times (1,3)^2 / 2 + 2,206 \times 1,5$$

$$M_s = 14,24 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 1 \text{ kN.m}$$

$$e_s = 14,24 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} - \frac{14,24 - 0,445 \times 0,12}{14,24 - 0,185 \times 0,12} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 > A_{\min} = 0,45 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.2) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 17 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

\rightarrow Condition vérifiée

III.3.1.5.3) Vérification de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \nu^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,5 = 3,375 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,375} = 35,55 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets :

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,55 = 14,22 \text{ cm} \text{ on adopte : } L_a = 15 \text{ cm}$$

III. 3.1.5.4) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times L + g_u = 13,20 \times 1,3 + 2,98 = 20,14 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20,14 \times 10}{100 \times 12} = 0,167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,176 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 3.1.5.5) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,60 \text{ cm}$$

Avec : n nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{20,14 \times 10}{0,9 \times 12 \times 22,60} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.1.5.6) Vérification aux appuis :

Influence sur le béton :

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]

a)

$$V_u \geq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times b \times d$$

$$V_u = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 1 \times 0,12 \times 10^3 = 720 \text{ kN}$$

$$V_u = 20,14 \text{ kN} > 720 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.7) Vérification des contraintes à l'ELS :

• **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

D'une part :
$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,567$$

Des tables, on aura :

$$\alpha_1 = 0,336 \rightarrow \beta_1 = 0,888$$

$$K = \frac{0,567}{15(1 - 0,336)} = 0,0567$$

D'autres part :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{14,24 \times 10^3}{0,888 \times 12 \times 6,79} = 196,80 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0567 \times 196,80 = 11,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,15 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Dans l'acier :**

Situation préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\} = \{266,67 ; 201,64\} = 201,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 196,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.1.5.8) Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \Leftrightarrow (1)$$

Avec :

• $E_v = 10818,865 \text{ MPa} \rightarrow$ module de déformation différée

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

Calcul des coefficients de : I_{fv}

• $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho_1}$

avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,565$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{12}\right) 0,565} = 0,00275$$

• $u = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$ Avec $\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{6,79}{100 \times 12} = 0,00565$

$\sigma_s = 196,80 \text{ MPa}$

$$u = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00565 \times 196,80 + 2,1} \right] = 0,438$$

• $I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$

III.3.1.5.9) Position du centre de gravite :

Le centre de gravite est déterminé, en prenant les moments Statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 6 \times 6,79 \times (15 - 12)}{(100 \times 15) + (6 \times 6,79)} = 7,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,38 = 7,62 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} ((7,38)^3 + (7,62)^3) + 15 \times 6,79 \times (7,38 - 3)^2$$

$$I_0 = 30100,53 \text{ cm}^4$$

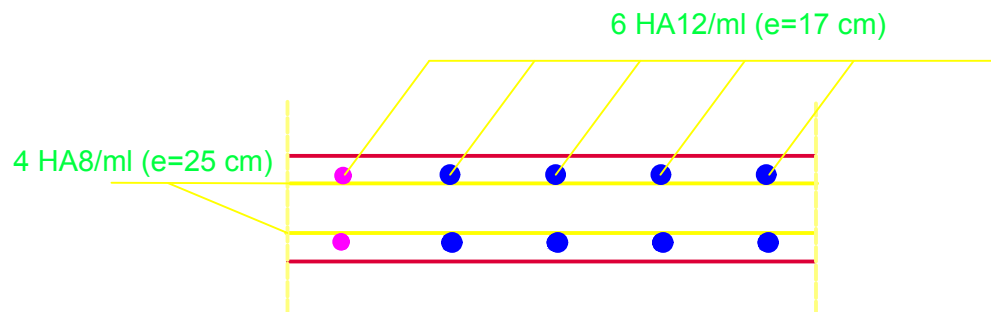
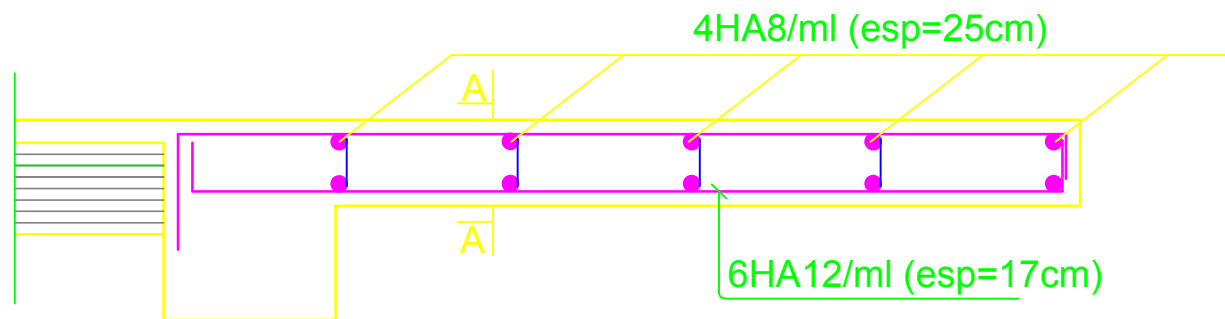
$$\text{Alors: } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30100,53 \times 10^{-8}}{1 + 0,00565 \times 0,00275}$$

$$I_{fv} = 3,31 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$(1) \Leftrightarrow f_v = \frac{14,24 \times (1,3)^2 \times 10^{-3}}{4 \times 10818,866 \times 3,31 \times 10^{-4}} = 1,68 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_v = 1,68 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = \frac{L}{250} = 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Coupe A-A

Schéma de ferrailage du balcon

III-4) Calcul d'escaliers :

III-4-1) Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III-4-2) Terminologie :

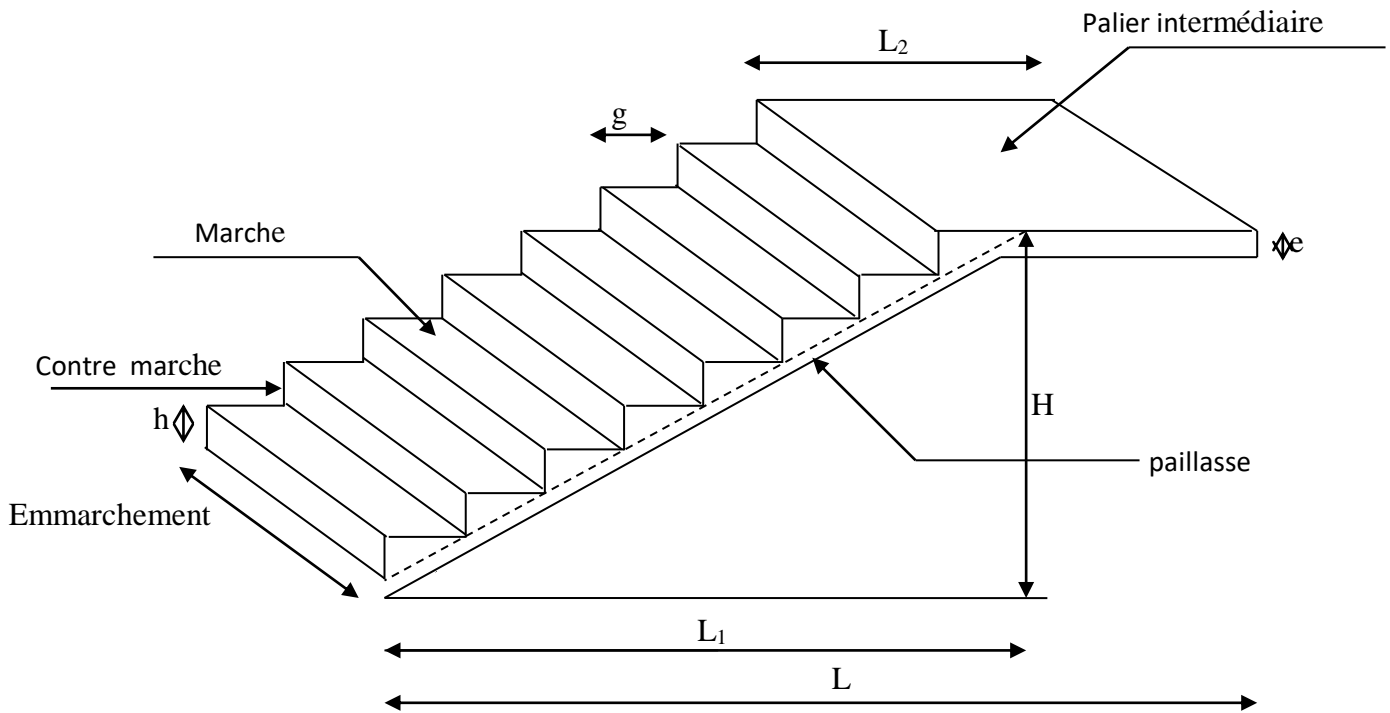


Fig III-4-1): Schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à $22,5\text{ cm}$ pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III-4-3) Calcul des escaliers :**III-4-3-A) Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III-4-3-A-1) Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

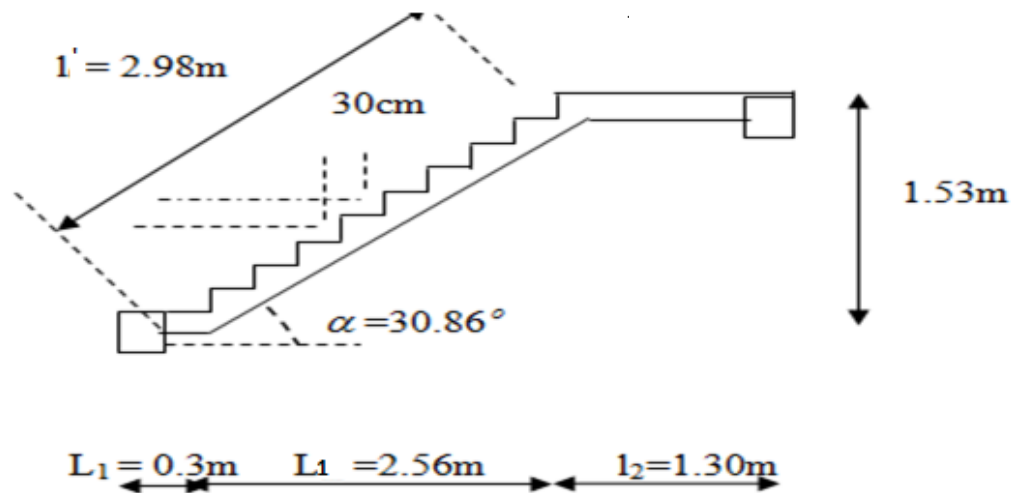


Fig III-4-2) : Schéma statique d'escalier étage courant.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit : $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

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

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{256}{8} = 32 \text{ cm}$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 32 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

On a : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

- Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 30,86^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{256}{\cos(30,86)} = 298 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2,98 + 1,30 = 4,28 \text{ m} = 428 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \frac{428}{30} \leq e_p \leq \frac{428}{20} \Rightarrow 14,26 \leq e_p \leq 21,4$$

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

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-4-3-A-2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A. Les charges permanentes :

- Le poids des revêtements :

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Enduit ciment	0,015	18	0,27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0,2
G total				1,85

Tableau III-4-1) : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- Le palier:

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [kN/m ³]	G[kN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0,20	25	5
2	poids des revêtements	-	-	1,85
G total				6,85

Tableau III-4-2) : Charges permanentes revenant au palier.

- La paillasse (La volée) :

N°	Elément	G[kN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0,20 / \cos 30,86^\circ = 5,82$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0,17 / 2 = 2,125$
3	poids des revêtements	1,85
G total = 9,795		

Tableau III-4-3) : Charges permanentes revenant à la paillasse.

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2,5 \text{ kN / m}^2$.

III-4-3-A-3) Combinaison des charges :

- **ELU:** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ **Palier :** $q_u = (1,35 \times 6,35 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,32 \text{ kN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_u = (1,35 \times 9,795 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,97 \text{ kN / ml}$.
- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$
 - ✓ **Palier :** $q_s = (6,35 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,85 \text{ kN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_s = (9,795 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,48 \text{ kN / ml}$.

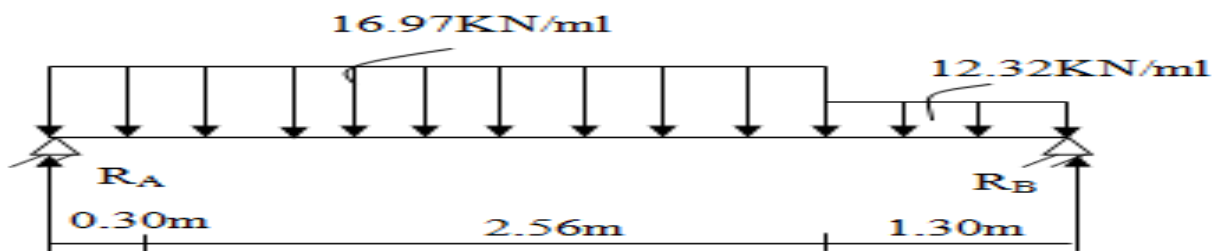
III-4-3-A-4) Calculs à l'ELU :

Fig III-3-3) : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

➤ **Calcul des efforts internes :**✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 12,32 \times 1,3 + 16,97 \times 2,86$$

$$R_A + R_B = 64,55$$

$$\sum M/A=0 \implies 4,16 R_A - (16,97 \times 2,86 \times 2,73) - (12,32 \times 1,3 \times 0,65) = 0$$

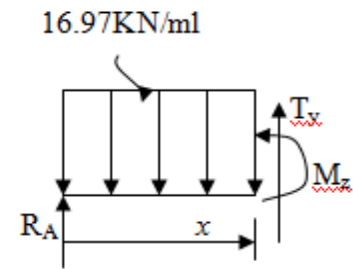
$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 34,35 \text{ KN} \\ R_B = 30,2 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :**

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.86\text{m}$:

$$T_y = 16.97x - 34.35 \quad \begin{cases} T_y = -34.35\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 14.18\text{KN} & \text{pour } x = 2.86\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -16.97 \frac{x^2}{2} + 34.35x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28.83\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.86\text{m} \end{cases}$$

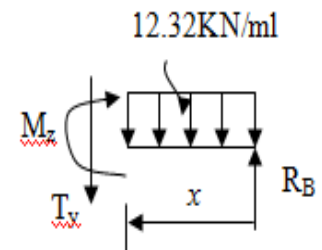


2

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$:

$$T_y = -12.32x + 30.2 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 30.2\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 14.18\text{KN} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.32 \frac{x^2}{2} + 30.2x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28.85\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -8.65\text{KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 24.52\text{KN.m}$

III-4-3-A-5) Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

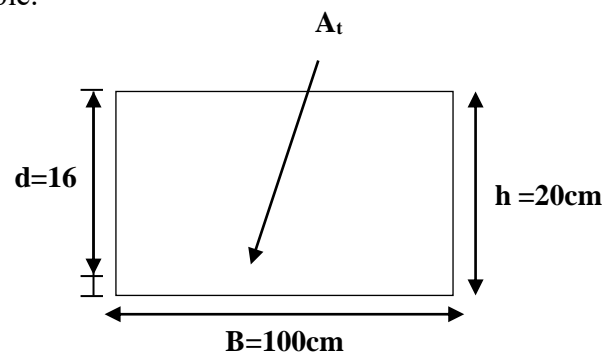
b = 100 cm; h = 20cm; c = 2 cm; d = 18 cm.

✓ **Armatures aux appuis :**

Appui B :

➤ **Armatures principales:**

$$M_B = - 8,65 \text{ kN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8,65 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1,42} = 0,0188$$

$\mu_b = 0,0188 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,0188 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{8,65 \times 10^2}{0,991 \times 18 \times 34,8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7,70 cm²

avec : **S_t = 20 cm**

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10/ml** = 3,14 cm²

avec : **S_t = 25 cm**

Appui A:

➤ **Armatures principales :**

$$M_A = - 28,83 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{28,83 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1,42} = 0,062$$

$$\mu_b = 0,062 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{28,83 \times 10^2}{0,968 \times 18 \times 34,8} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7,70 cm² avec : **S_t = 20 cm**

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3,14 cm² avec : S_t = 25 cm

✓ En travée :

➤ Armatures principales :

$$M_t = 24,52 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2,52 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1,42} = 0,053$$

$\mu_b = 0,053 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,053 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{24,52 \times 10^2}{0,972 \times 18 \times 34,8} = 4,027 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm² avec : S_t = 20 cm

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3,14 cm² avec : S_t = 25 cm

III-3-3-A-6) Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_B = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_A = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **En travées :**

$$A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :➤ **Armatures principales :**

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

La fissuration est préjudiciable

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 14,18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{14,18 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

 T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 14,18 \text{ kN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 14,18 \text{ kN} \leq 1080 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{Y_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -28,83 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 24,18 \text{ kN}$$

$$\left(14,18 + \frac{-28,83}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -4,70 \text{ cm}^2 < A_a = 7,70 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

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

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

• Appui A : 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219,9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{14,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,9} = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,039 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Appui B: 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219,9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{14,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,9} = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,039 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Travée: 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 219,9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{14,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,9} = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,039 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

$$\text{La longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35,21 \phi \text{ cm}$$

➤ **Remarque :**

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A:

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 1,4 = 19,71 \text{ cm}$$

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

Appui B:

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 1,2 = 16,9 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 17 \text{ cm}$$

III-4-3-A) Calculs à l'ELS :

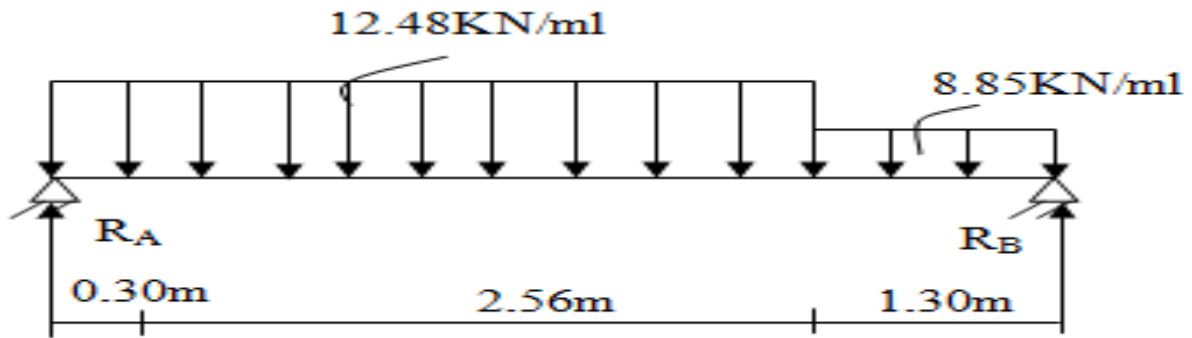


Fig III-4-5) : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 8,85 \times 1,3 + 12,48 \times 2,86$$

$$R_A + R_B = 47,19$$

$$\sum M/A=0 \implies 4,16 R_A - (8,85 \times 1,3 \times 0,65) - (12,48 \times 2,86 \times 2,73) = 0$$

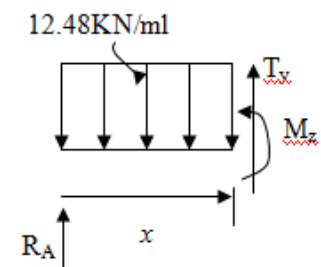
D'où: $R_A = 27,22 \text{ kN}$
 $R_B = 19,97 \text{ kN}$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,86 \text{ m}$:

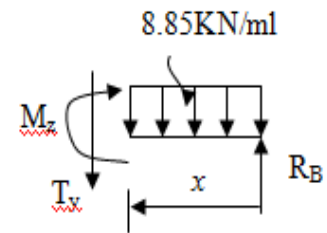
$$T_y = 12,48x - 27,22 \implies \begin{cases} T_y = -27,22 \text{ kN} & \text{pour } x=0 \\ T_y = 8,47 \text{ kN} & \text{pour } x=2,86 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,48 \frac{x^2}{2} + 27,22x \implies \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x=0 \\ M_z = 26,80 \text{ kN.m} & \text{pour } x=2,86 \text{ m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1.3m$:

$$T_y = -8.85x + 19.97 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 19.97 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.46 \text{KN} & \text{pour } x = 1.3m \end{cases}$$



$$M_z = -8.85 \frac{x^2}{2} + 19.97x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.48 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.3m \end{cases}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -8.04 \text{KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 22.78 \text{KN.m}$

I

III-3-3-A-8) Vérifications à l'ELS :

a. vérification des contraintes :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- ✓ La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1. Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 21} \right\} = \{266,67 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

- Appui A:

Avec :

$$M_s = -26,80 \text{ kN.m}$$

$$A_u = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,42$$

$$\rho_1 = 0,42 \rightarrow \beta_1 = 0,90 \rightarrow K_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{26,80 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 7,70} = 200,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200,90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201,63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- Appui B:

Avec :

$$M_s = -8,04 \text{ m}$$

$$A_u = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,42$$

$$\rho_1 = 0,42 \rightarrow \beta_1 = 0,90 \rightarrow K_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,04 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 7,70} = 64,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 64,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201,63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- En Travée:

Avec :

$$M_s = 22,78 \text{ kN.m}$$

$$A_u = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,42$$

$$\rho_1 = 0,42 \rightarrow \beta_1 = 0,90 \rightarrow K_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{22,78 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 7,70} = 182,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201,63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Appui A:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35,00} \times 200,90 = 5,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Appui B:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35,00} \times 64,45 = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35,00} \times 182,41 = 5,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{450} = 0,044 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\text{b. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{c. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.A_t : Section d'armature en travée.M_t : Moment max en travée.M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

 \bar{f} : La flèche admissible.E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

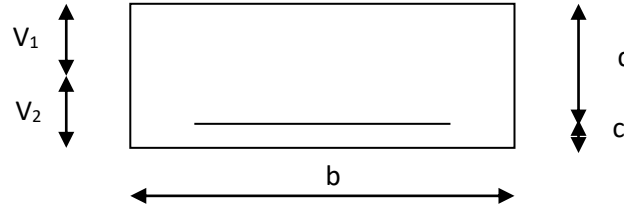


Fig III-4-7) : La section de la paillasse.

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

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

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 20) + (15 \times 0,65) = 2115,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22079}{2115,5} = 10,43 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,43 = 9,57 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65 \times (9,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,0042$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,00313} = 2,68$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7,70 \times 100}{100 \times 18} = 0,42 \Rightarrow \beta = 0,901$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22,78 \times 10^3}{0,901 \times 18 \times 7,70} = 182,41 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,42 \times 182,41 + 2,1} = 0,011.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 71870,22}{1 + (0,011 \times 2,68)} = 76793,37 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times I^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{22,78 \times (4,16)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 76793,37} = 0,47 \text{ cm.}$$

$$f = 0,47 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{416}{500} = 0,83 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Après toutes vérifications, les escaliers seront ferrailé comme suit :

❖ **Aux Appuis:**

➤ **Appui A:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

❖ **En travée :**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1.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.

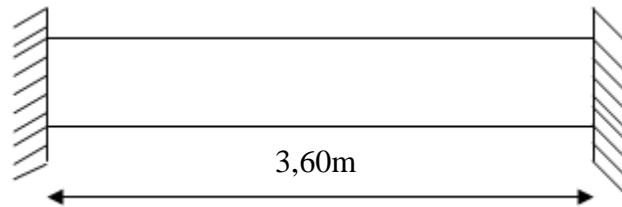


Fig III.5.1: schéma statique de la poutre palière

III.5.2.Pré dimensionnement :

$L=3,60\text{m}$, Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

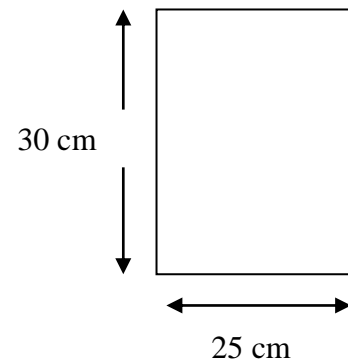
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h_t \leq 336\text{cm}.$$

On opte pour : $h_t=30\text{ cm}$

2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

On prend : $b=25 > 20\text{ cm}$



- **Vérification des conditions du RPA**

$h_t = 30\text{ cm} > 25\text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm}$**Condition vérifiée.**

$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4$ **Condition vérifiée.**

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

III.5.3. Détermination des charges et surcharges :**-Poids propre :**

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,187 \text{ kN/ml.}$$

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{à l'ELU: } R_A^U = 30,2 \text{ kN/ml}$$

$$\text{à l'ELS: } R_A^S = 19,97 \text{ kN/ml}$$

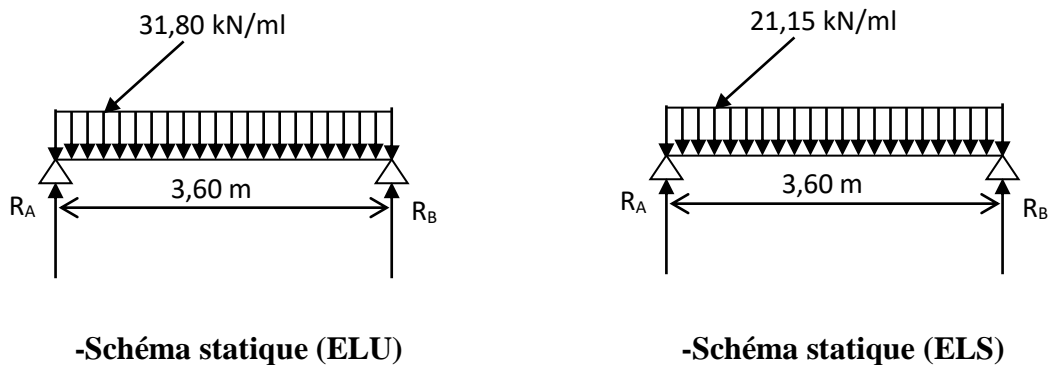
III.5.4. Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35G + R_A^U = 1,35 \times 1,187 + 30,2 = 31,80 \text{ kN/ml.}$$

$$q_u = 31,80 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + R_A^S = 1,187 + 19,97 = 21,15 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s = 21,15 \text{ kN/ml}$$

III.5.4. Schémas statiques:**Fig III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière****1. à l'ELU :****Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{31,80 \times 3,6}{2} = 57,24 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{31,80 \times (3,6)^2}{8} = 51,52 \text{ kN.m}$$

Remarque :

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

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \times 51,52 = 43,79 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \times 51,52 = -15,46 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{31,8 \times 3,6}{2} = 57,24 \text{ kN}$$

2. à l'ELS :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{21,18 \times 3,6}{2} = 38,12 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{21,18 \times (3,6)^2}{8} = 34,31 \text{ kN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \times 34,31 = 29,16 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 34,31 = -10,29 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{21,18 \times 3,6}{2} = 38,12 \text{ kN}$$

III.5.6. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :

* A l'ELS :

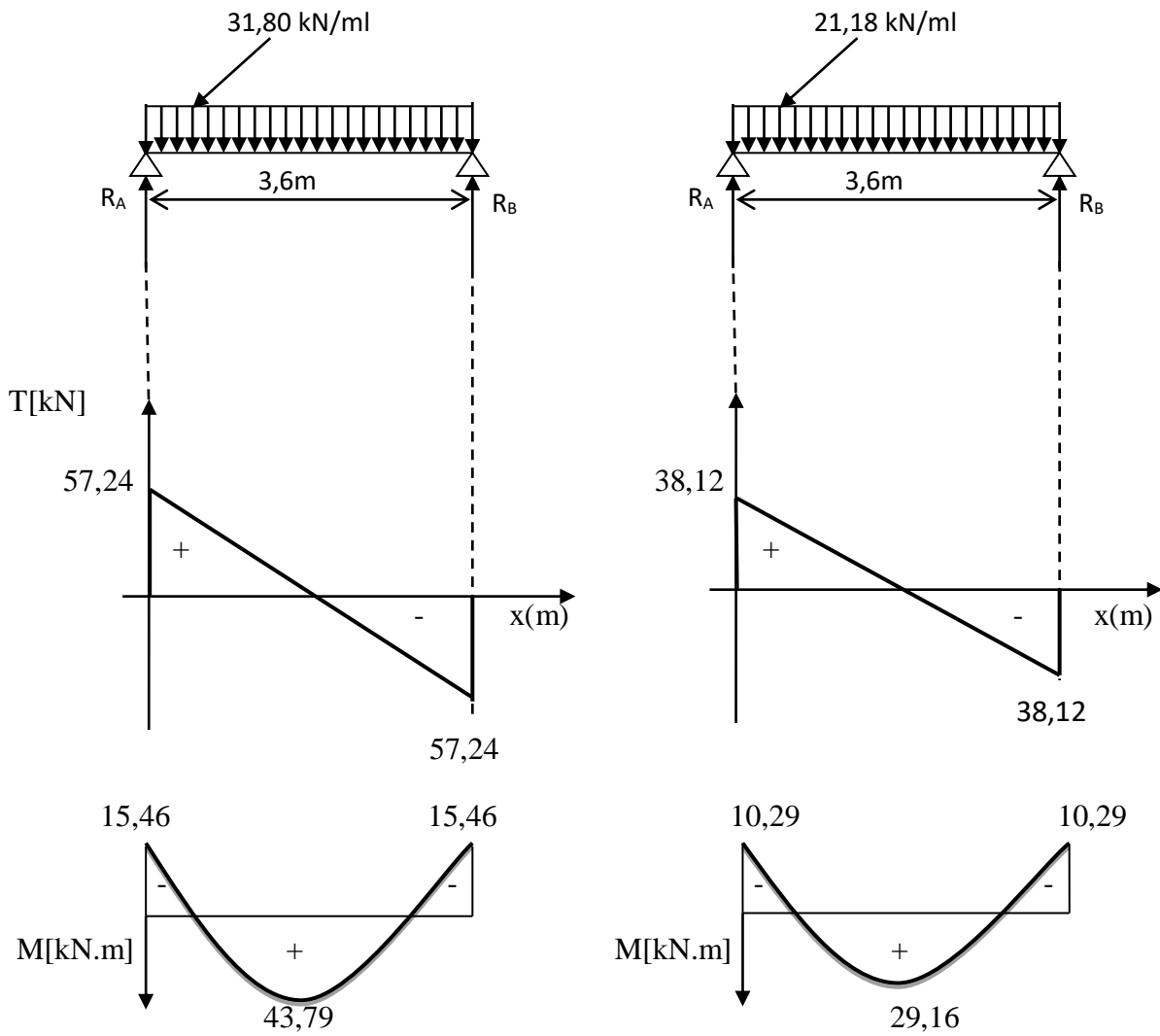


Fig III.5.3: Les diagrammes des efforts internes

III.5.7. Ferrailage (ELU) :

En travée :

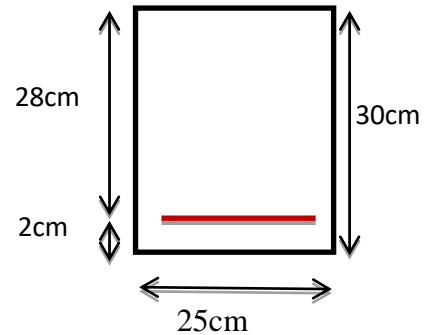
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{43,79 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,157$$

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

$$u_b = 0,157 \Rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43,79 \times 10^3}{0,914 \times 28 \times 348} = 4,91 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$.



Aux appuis:

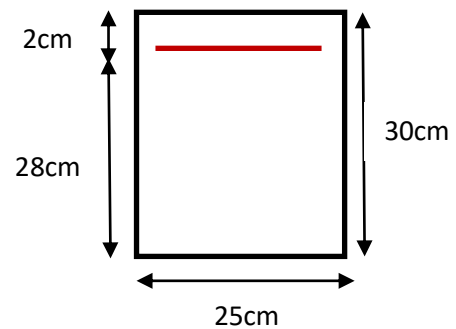
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{15,46 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,055$$

$$u_b = 0,055 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,055 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,46 \times 10^3}{0,971 \times 28 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

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



- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$6,46 + 2,26 = 8,72 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.8. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 28 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 6,46 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{57,24 \times 10^3}{0,25 \times 0,28 \times 10^6} = 0,28 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :**• Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{57,24 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,64 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 57,24 \text{ kN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 57,24 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times (3,14) \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,24 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 3,01 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 3,01 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

Soit : **$L_s = 49,38 \text{ cm}$**

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

$L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$; **Soit un crochet de 20 cm.**

f. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g. espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$St \leq St_{\max} = \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{25,2 ; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit **$S_t = 25 \text{ cm}$**

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

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit : **$S_t = 8 \text{ cm.}$**

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : **$S_t = 15 \text{ cm.}$**

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art :5.1,22/BAEL91).**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4bS_t}{f_c} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0,38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.9. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 38,12 \text{ kN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 29,16 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -10,29 \text{ kN.m}$$

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 :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 28} = 0,32 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 41,18 \Rightarrow K = \frac{1}{41,18} = 0,024 \\ \beta_1 = 0,911 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10,29 \times 10^3}{0,911 \times 28 \times 2,26} = 178,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,024 \times 178,49 = 4,28 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,46}{25 \times 28} = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 22,04 \Rightarrow \kappa = 0,04 \\ \beta_1 = 0,865 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{29,16 \times 10^3}{0,865 \times 28 \times 6,46} = 186,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,04 \times 186,37 = 7,45 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0,08 > \frac{29,16}{10(51,52)} = 0,056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,46}{25 \times 28} = 0,009 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis : 3 HA12 = 3,39cm².**
- **Travée : 6 HA12 = 6,46cm².**
- **Armature transversales: 4 HA8 = 2,01cm²**

Avec :

St=15 cm en zone courante (l'espacement des armatures transversales).

St=8 cm en zone nodale (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

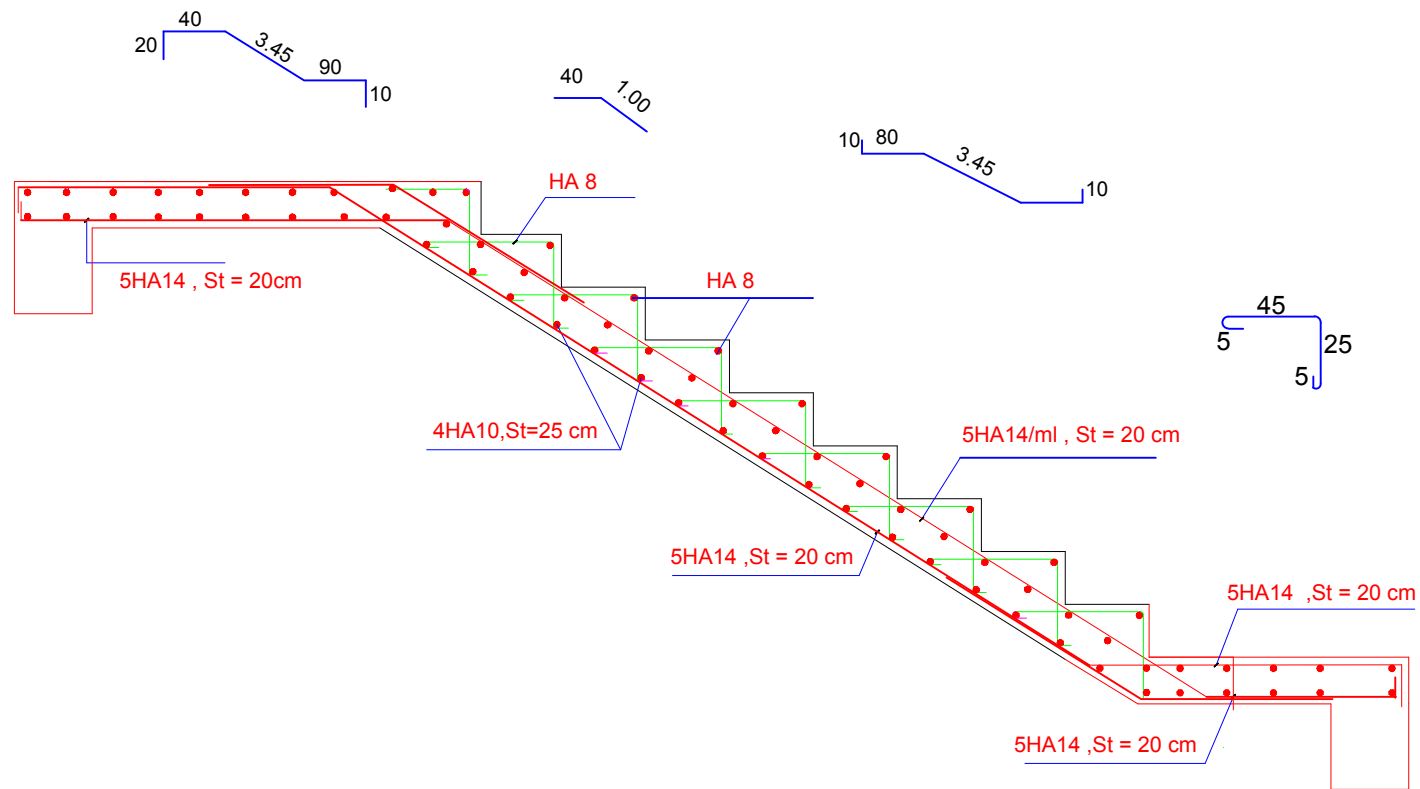


Schéma deferrailage des escaliers

POUTRE PALIERE

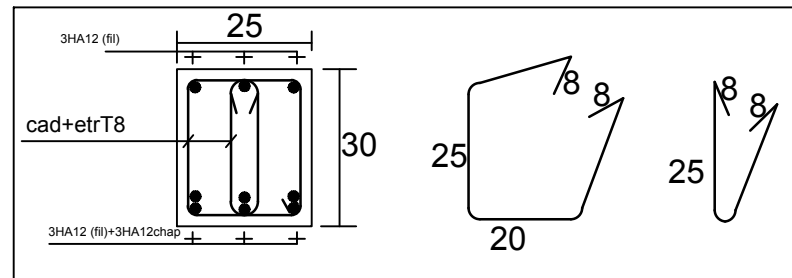
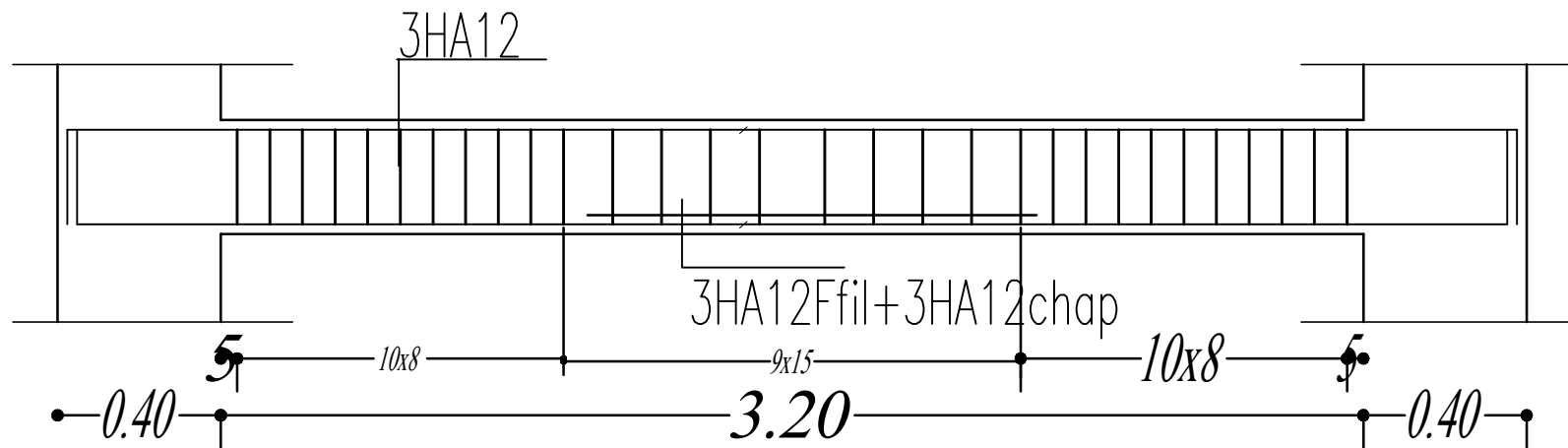


Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6) Etude de la salle machine :

III.6.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu, de surface égale à $(1,40 \times 1,40 = 1,96 \text{ m}^2)$ et d'une vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

III.6.2) Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,67 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$;

on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

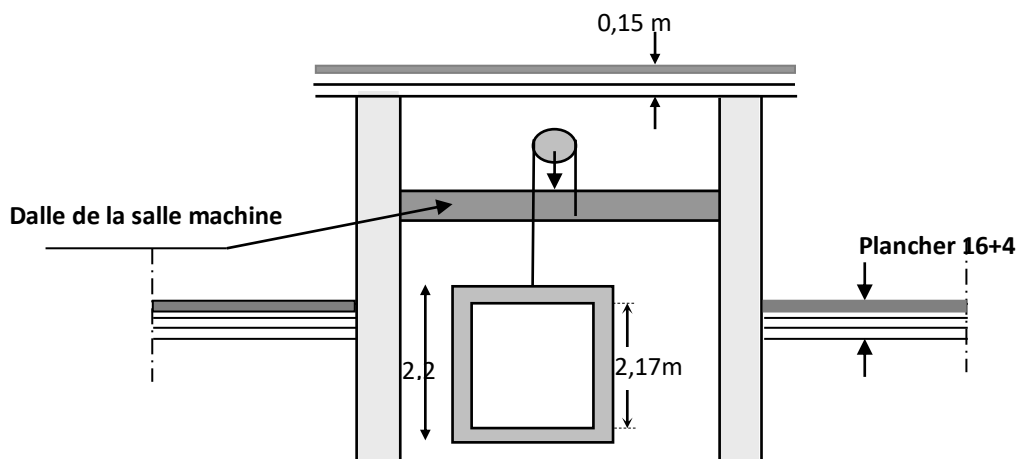


Fig.6.1 : coupe verticale de la salle machine

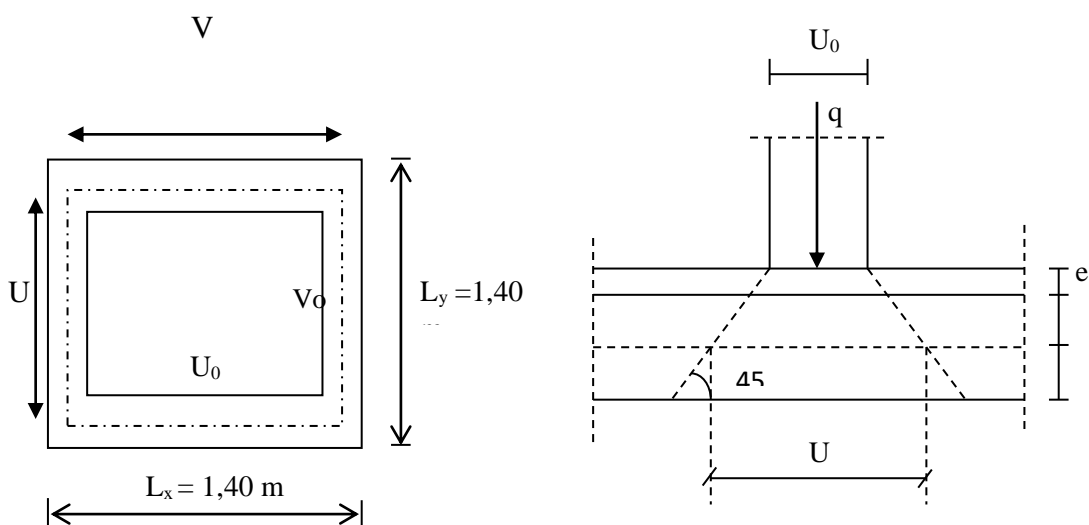


Fig.6.2 : schéma statique de la salle machine.

La dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + k.e + h_t \\ V = V_0 + k.e + h_t \end{cases}$$

avec :

h_t = épaisseur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

$U_0 ; V_0$: côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0=V_0= 100\text{cm}$).

k : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$$\text{D'où : } U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

$$V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,40} = 1 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU $\nu = 0$, et à l'ELS $\nu = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,25}{1,40} = 0,892 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{1,40} = 0,892$$

Après interpolation : $M_1 = 0,04481$; $M_2 = 0,04481$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,04481 = 5,444 \text{ kN/m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,04481 = 5,444 \text{ kN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ kN/m}^2.$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 8,047 \times (1,4)^2 = 0,580 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,580 \times 1 = 0,580 \text{ kN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,024 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,024 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85 et 0,3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0,85M$

$$M_{xt} = 0,85M_x = 5,120 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85M_y = 5,120 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3M$

$$M_{xa} = -0,3M_x = -1,807 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3M_y = -1,807 \text{ kN.m}$$

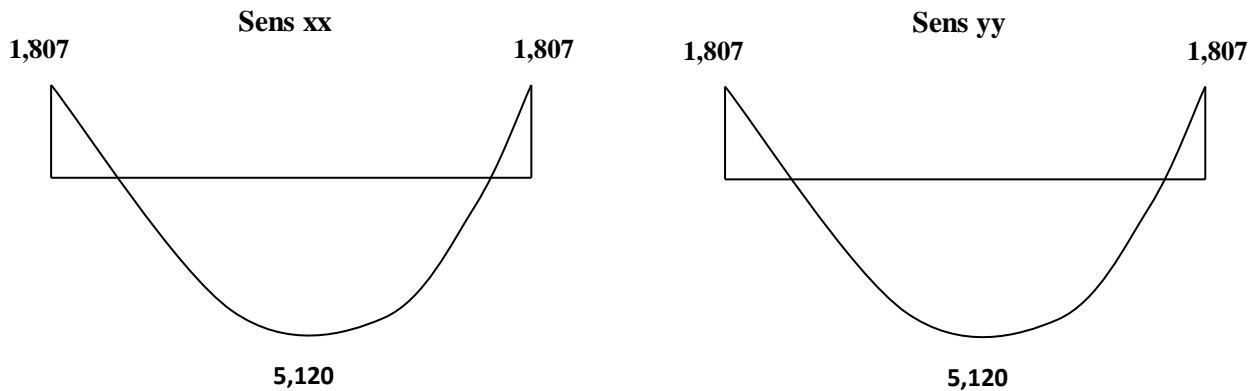


Fig III.6.3 : Les moments dans les 2sens

III.6.3. Calcul de la section d'armature :

a) Sens x-x :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x't}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,120 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0213$$

On a : $\mu_b = 0,0213 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0213 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_{x't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{5,120 \cdot 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,807 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0075$$

On a : $\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0075 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1,807 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,401 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sens y-y :

- **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,120 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0213$$

On a : $\mu_b = 0,0213 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0213 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{5,120 \cdot 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x,a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,807 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0075$$

On a : $\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0075 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_{x,a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1,807 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,401 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.4) Vérification à l'ELU :**a) Diamètre minimales des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

$$\text{Armatures // à } l_x: S_t=25\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) < \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$25 < 33\text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

$$\text{Armatures // à } l_y: S_t=25\text{cm} < (4h, 45\text{cm}) < \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$25 < 45\text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

c) Condition de non fragilité (ArtA421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0,0008 \times (3 - 1)}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$)

$$A = 3,14\text{cm}^2 \geq 1,2\text{cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

d) Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN}.$$

$$N_u = 121,5 \leq 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 5 = 562,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ kN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{32,4}{1 \times 0,13} = 249,230 \text{ kN/m}^2 = 0,29 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.6.5) calcul a l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90 \text{ kN.}$

$$v = 0,2$$

Donc : $M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,04481 + 0,2 \times 0,04481) = 4,839 \text{ kN.m}$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,04481 + 0,2 \times 0,04481) = 4,839 \text{ kN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1,00 = 5,85 \text{ kN/ml.}$$

$$\rho = 1 \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0368 \times 5,85 (1,4)^2 = 0,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 0,42 = 0,42 \text{ kN.m.}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,839 + 0,42 = 5,25 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,839 + 0,42 = 5,25 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85 et 0,3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0,85M$

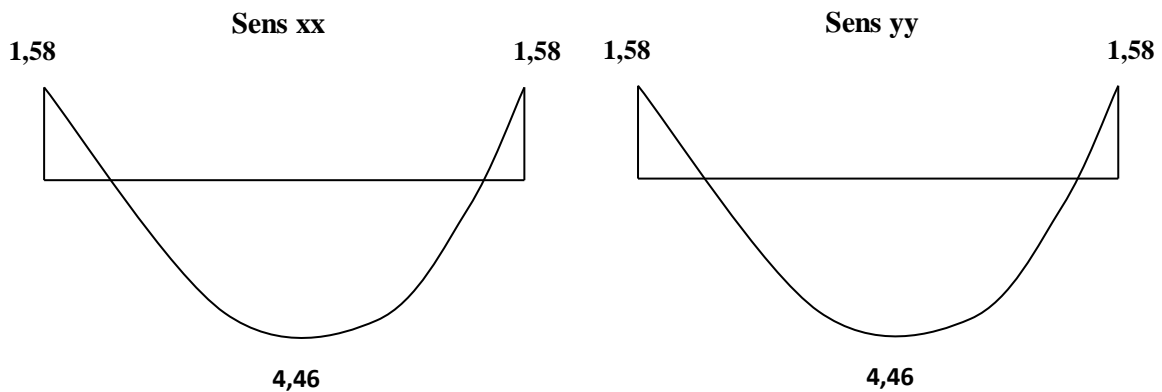
$$M_{xt} = 0,85M_x = 4,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85M_y = 4,46 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3M$

$$M_{xa} = -0,3M_{0x} = -1,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3M_{0y} = -1,58 \text{ kN.m}$$

**III6.6) Vérification à L'ELS :****a) Contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x : (sens le plus défavorable).

Aux appuis : $M_a = 1,58 \text{ kN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \Rightarrow \quad k = 0,0204 \text{ et } \beta = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,58 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 42,066 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,0204 \times 42,66 = 0,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 4,46 \text{ kN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0,0204 \text{ et } \beta = 0,921.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,46 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 118,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s =$$

$$0,0204 \times 118,63 = 2,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

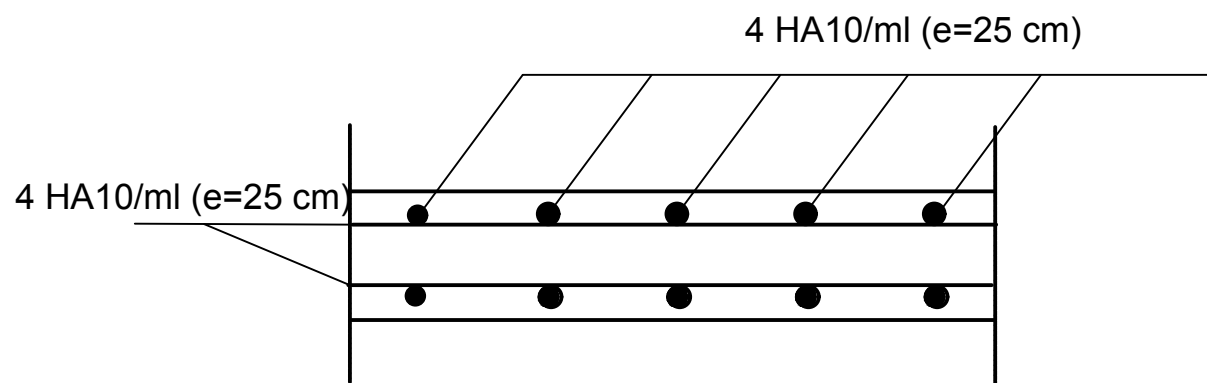
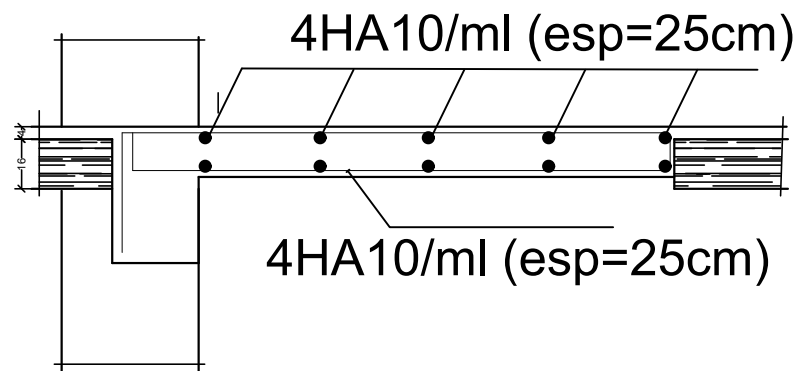
Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens xx, donc elles sont aussi vérifiées dans le sens yy

III-6-7) Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.



Coupe A-A

Schéma de ferrailage de la salle machine

Chapitre IV :

Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA :

IV.1. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA à l'aide du logiciel **Etabs** qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.
7. L'excentricité
- 8-la période.

IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structure.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux
- > Le calcul des éléments
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.

> La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration. . etc.

IV.3 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

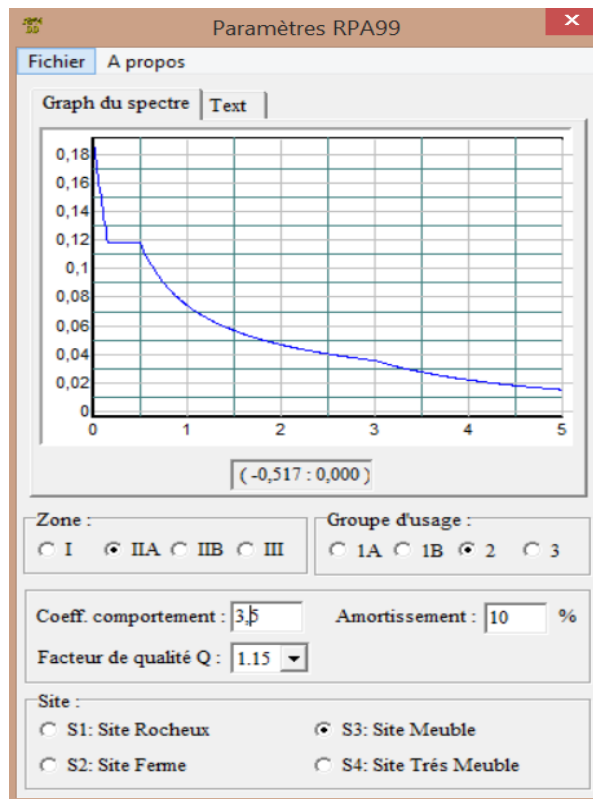
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utilisée
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003.

qui dépend de :

- a) - Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone sismique : IIa }
 Groupe d'usage : 2 } A= 0,15

- b) - Coefficient de comportement $R = 3,5$ (contreventé par des voiles)
- c) - Coefficient d'amortissement $\xi : 10\%$
- d) - SITE : 3 (meuble)
- e) - Le facteur de qualité



6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

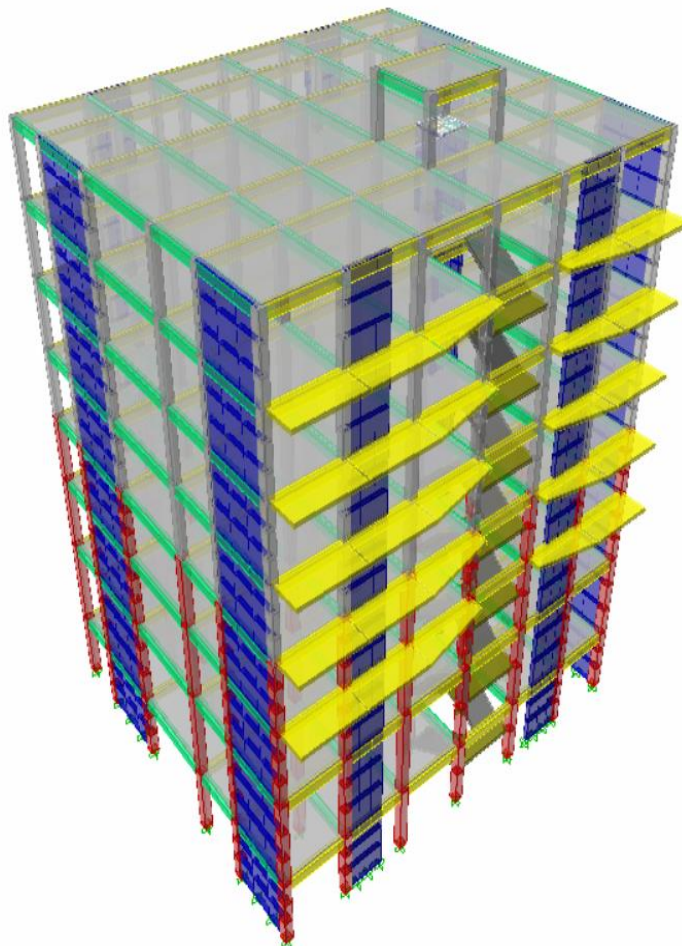
ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE : $G+Q\pm E$

GE : $0,8G\pm E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats



Vue de la structure du bâtiment en 3D

IV.4. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

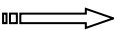
Pour notre cas le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

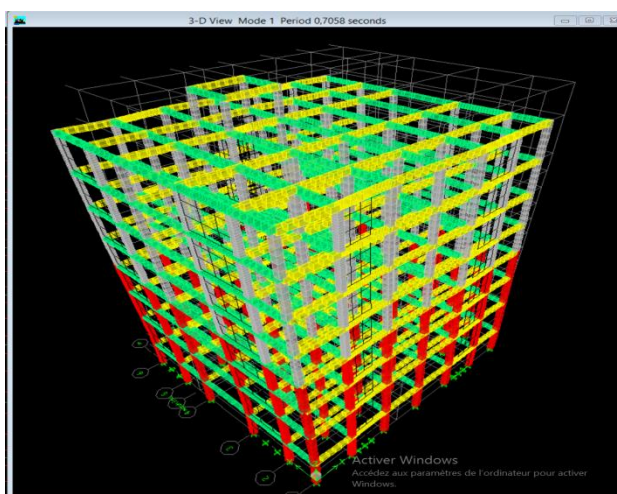
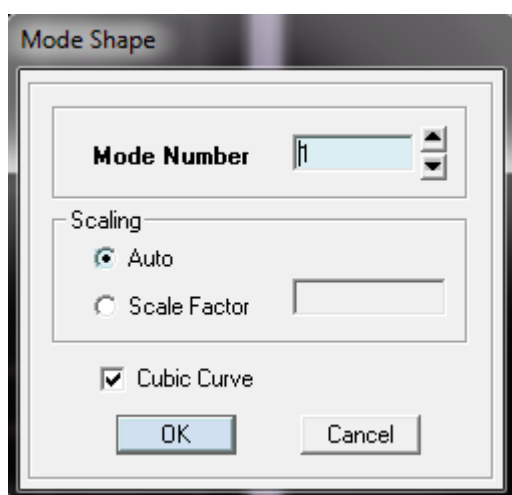
a) Principe de la méthode :

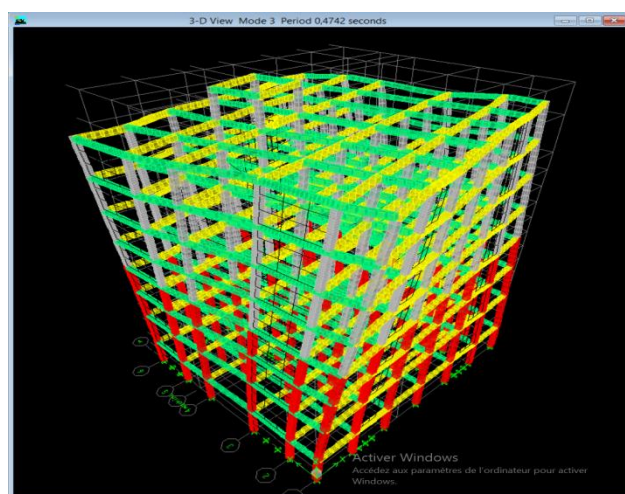
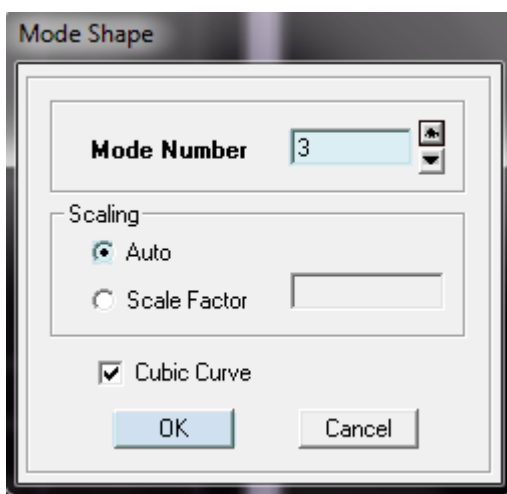
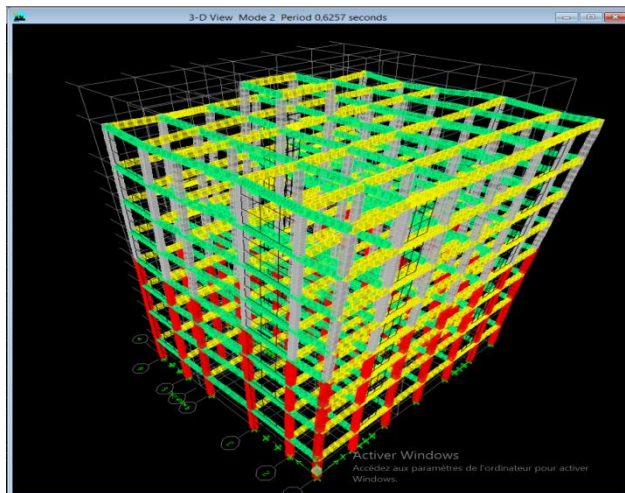
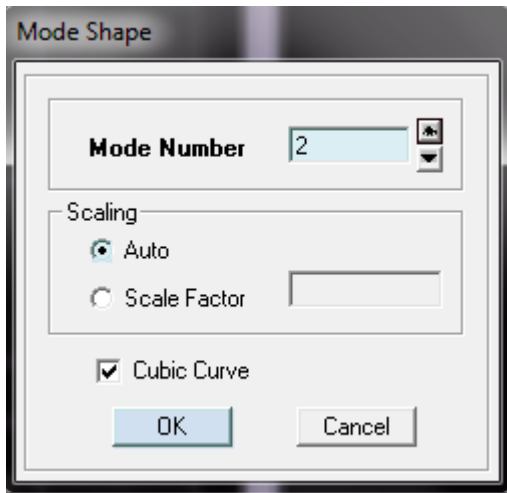
Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Définition du spectre de réponse :

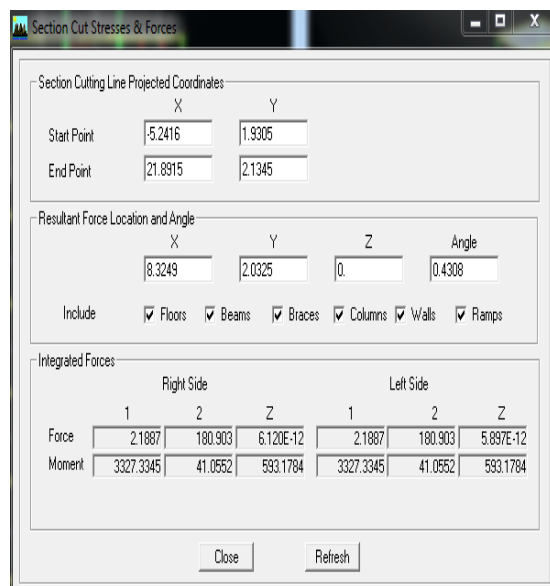
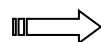
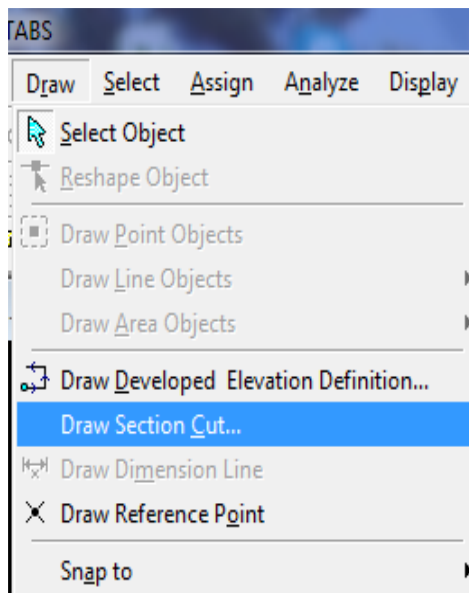
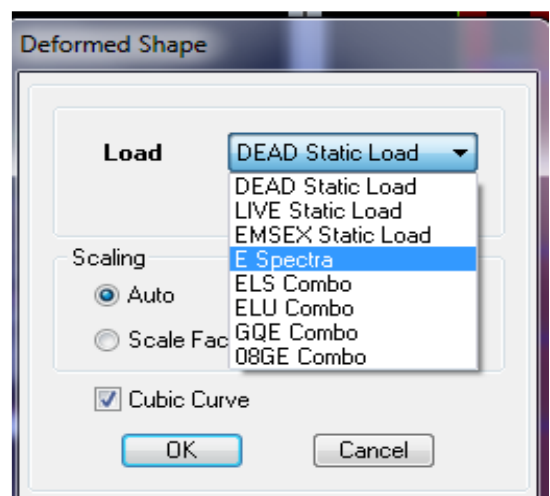
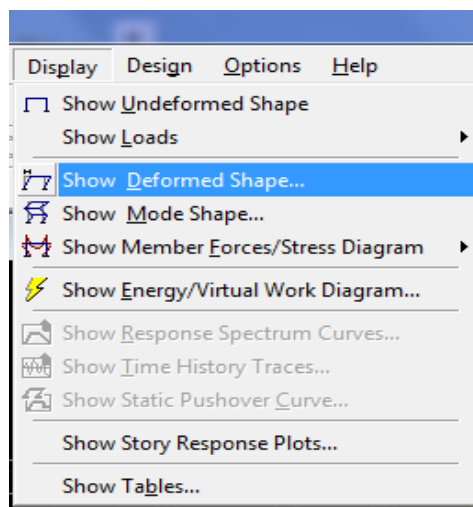
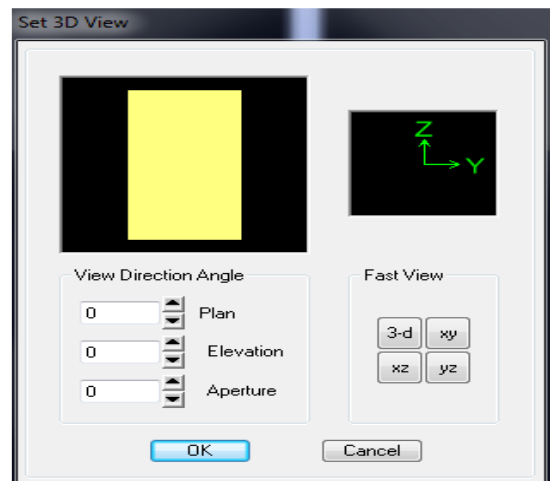
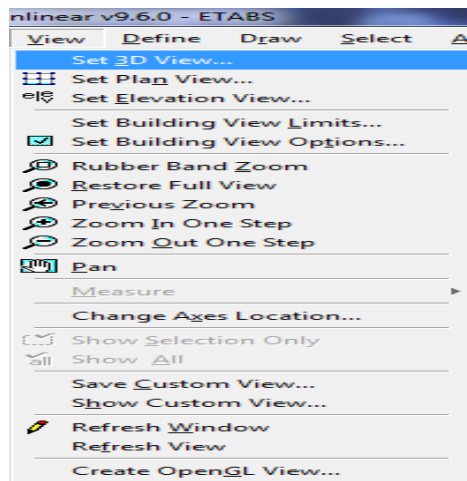
C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

Display  Show Mode Shape





IV.4.1. Type de contreventement (justification du type de contreventement):



Pour avoir l'effort tranchant repris par le portique on décoche toute les cases sauf columns

Pour avoir l'effort tranchant repris par le voile on décoche toute les cases sauf Walls

a) Les charges horizontales:

Display \iff Show Deformed Shape \iff Ex+OK \iff Draw Draw Section Cut

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X	-4.4256	Y	3.3076
End Point	X	20.9224	Y	3.1546

Resultant Force Location and Angle

X	8.2484	Y	3.2311	Z	0.	Angle	359.6542
---	--------	---	--------	---	----	-------	----------

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	172.061	1.3232	1.049E-11	172.061	1.3232	1.049E-11
Moment	25.3591	3187.0948	1233.7311	25.3591	3187.0948	1233.7311

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X	-4.4256	Y	3.3076
End Point	X	20.9224	Y	3.1546

Resultant Force Location and Angle

X	8.2484	Y	3.2311	Z	0.	Angle	359.6542
---	--------	---	--------	---	----	-------	----------

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	109.4693	1.3812	14.8938	109.4693	1.3812	14.8938
Moment	123.3363	1220.3202	804.0656	123.3363	1220.3202	804.0656

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X	-4.4256	Y	3.3076
End Point	X	20.9224	Y	3.1546

Resultant Force Location and Angle

X	8.2484	Y	3.2311	Z	0.	Angle	359.6542
---	--------	---	--------	---	----	-------	----------

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	54.6987	0.4323	14.8938	54.6987	0.4323	14.8938
Moment	111.9196	1980.1445	313.7422	111.9196	1980.1445	313.7422

Effort horizontal total $V=1720,61$ kN

- Effort horizontal pour le voile $V=1094,963$ kN

$1720,61$ kN \longrightarrow 100%

$1094,963$ kN \longrightarrow $x= 63,63$ %

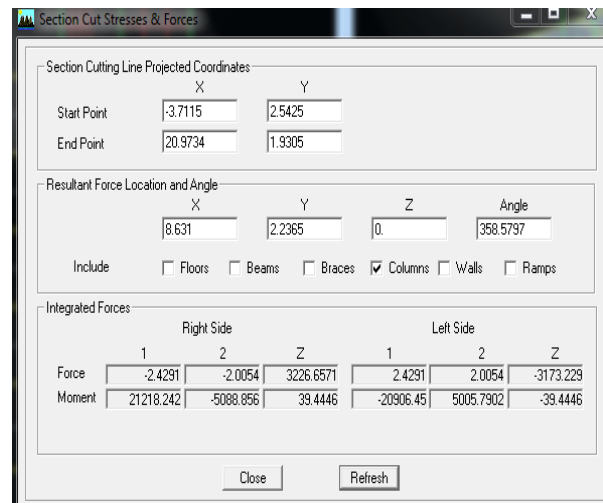
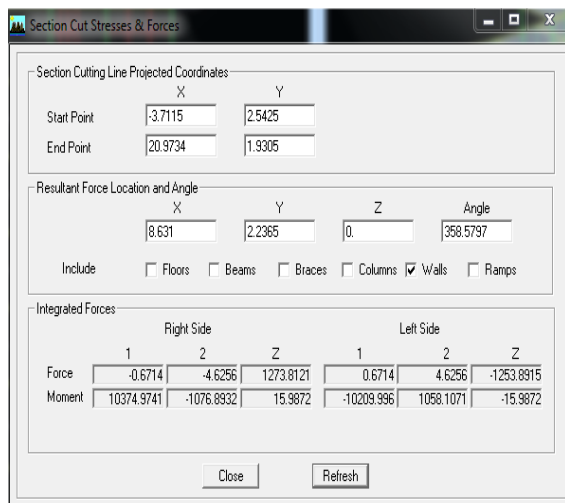
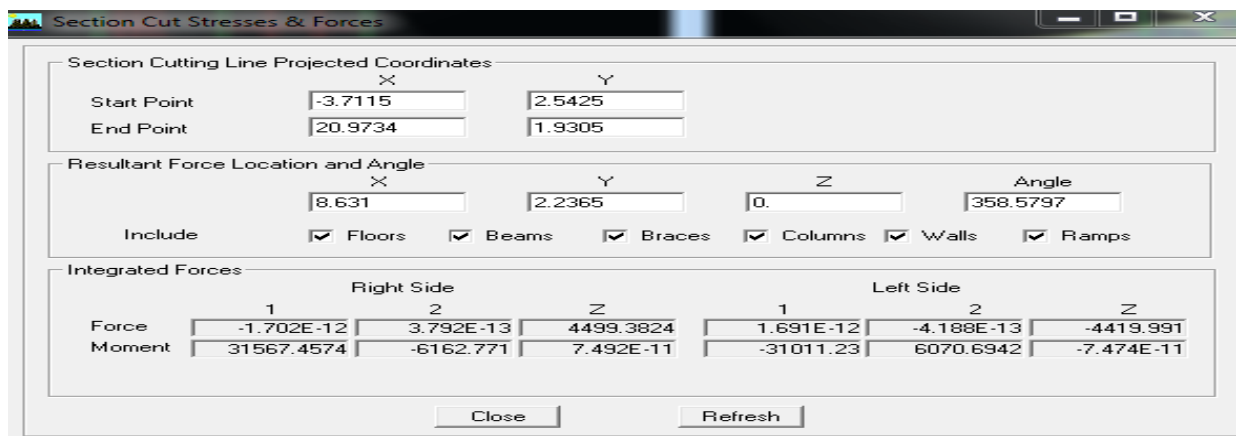
Effort horizontal pour les portiques $V= 546,987$ kN

$1720,61$ kN \longrightarrow 100%

$546,987$ kN \longrightarrow $x=34,26$ %

b) Les charges verticales :

Display \rightleftarrows Show Deformed Shape \rightleftarrows ELU+OK \rightleftarrows Draw Draw Section Cut



Effort vertical total V= 44993,824 kN

- Effort vertical pour le voile V= 12738,121 kN

44993,824 kN \longrightarrow 100%

12738,121 kN \longrightarrow x= 28,30%

- Effort vertical pour les portiques V= 32266,571 kN

44993,824 kN \longrightarrow 100%

32266,571 kN \longrightarrow x= 71,70

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Type de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient de comportement R est pris égal à **3,5**.

Notre système de contreventement est assuré uniquement par les voiles .

IV.4.2. Vérification du nombre de mode :

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

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Modal Information Building \Rightarrow Modal Information \Rightarrow Table: Modal Participation Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,705831	75,8465	0,0073	0,0000	75,8465	0,0073	0,0000	0,0100	99,6771	0,0016	0,0100	99,6771	0,0016
2	0,625694	0,0068	70,1600	0,0000	75,8534	70,1673	0,0000	98,5587	0,0096	0,0380	98,5687	99,6867	0,0396
3	0,474227	0,0070	0,0345	0,0000	75,8604	70,2018	0,0000	0,0501	0,0068	71,1660	98,6188	99,6934	71,2056
4	0,205385	12,2329	0,0002	0,0000	88,0933	70,2021	0,0000	0,0000	0,0433	0,0018	98,6188	99,7368	71,2074
5	0,145449	0,0002	16,8779	0,0000	88,0935	87,0800	0,0000	1,0721	0,0000	0,0031	99,6909	99,7368	71,2105
6	0,114994	0,0044	0,0018	0,0000	88,0979	87,0818	0,0000	0,0000	0,0001	16,1755	99,6910	99,7369	87,3860
7	0,097722	4,4524	0,0000	0,0000	92,5504	87,0818	0,0000	0,0000	0,1916	0,0095	99,6910	99,9285	87,3955
8	0,078825	0,0006	0,3983	0,0000	92,5510	87,4801	0,0000	0,0306	0,0000	0,0105	99,7215	99,9285	87,4060
9	0,074014	0,2908	0,0041	0,0000	92,8418	87,4842	0,0000	0,0003	0,0020	0,0758	99,7219	99,9305	87,4818
10	0,069832	0,0058	0,0180	0,0000	92,8476	87,5022	0,0000	0,0009	0,0000	0,0160	99,7228	99,9306	87,4978
11	0,060519	0,0000	5,7423	0,0000	92,8476	93,2445	0,0000	0,2084	0,0000	0,0063	99,9312	99,9306	87,5041
12	0,058188	2,8857	0,0000	0,0000	95,7333	93,2446	0,0000	0,0000	0,0277	0,0026	99,9312	99,9583	87,5067

La condition du RPA se vérifié au **11^{eme} Mode** \Rightarrow **condition vérifiée**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,705831	75,8465	0,0073	0,0000	75,8465	0,0073	0,0000	0,0100	99,6771	0,0016	0,0100	99,6771	0,0016
2	0,625694	0,0068	70,1600	0,0000	75,8534	70,1673	0,0000	98,5587	0,0096	0,0380	98,5687	99,6867	0,0396
3	0,474227	0,0070	0,0345	0,0000	75,8604	70,2018	0,0000	0,0501	0,0068	71,1660	98,6188	99,6934	71,2056
4	0,205385	12,2329	0,0002	0,0000	88,0933	70,2021	0,0000	0,0000	0,0433	0,0018	98,6188	99,7368	71,2074
5	0,145449	0,0002	16,8779	0,0000	88,0935	87,0800	0,0000	1,0721	0,0000	0,0031	99,6909	99,7368	71,2105
6	0,114994	0,0044	0,0018	0,0000	88,0979	87,0818	0,0000	0,0000	0,0001	16,1755	99,6910	99,7369	87,3860
7	0,097722	4,4524	0,0000	0,0000	92,5504	87,0818	0,0000	0,0000	0,1916	0,0095	99,6910	99,9285	87,3955
8	0,078825	0,0006	0,3983	0,0000	92,5510	87,4801	0,0000	0,0306	0,0000	0,0105	99,7215	99,9285	87,4060
9	0,074014	0,2908	0,0041	0,0000	92,8418	87,4842	0,0000	0,0003	0,0020	0,0758	99,7219	99,9305	87,4818
10	0,069832	0,0058	0,0180	0,0000	92,8476	87,5022	0,0000	0,0009	0,0000	0,0160	99,7228	99,9306	87,4978
11	0,060519	0,0000	5,7423	0,0000	92,8476	93,2445	0,0000	0,2084	0,0000	0,0063	99,9312	99,9306	87,5041
12	0,058188	2,8857	0,0000	0,0000	95,7333	93,2446	0,0000	0,0000	0,0277	0,0026	99,9312	99,9583	87,5067

Les 3 premier modes sont vérifiées { Mde1 : translation suivant X-X
 Mode 2 : translation suivant Y-Y
 Mode 3 : rotation suivant Z-Z

IV.4.3. Vérification L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

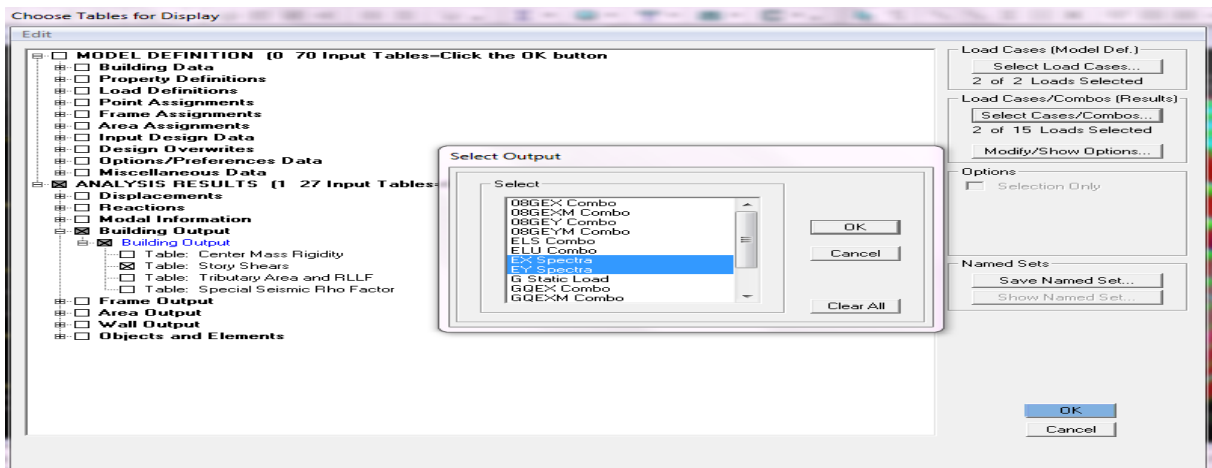
$$V_{base.MSM} \geq 80\%V_{base.MSE}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a) $V_{base.MSM}$:

L'effort tranche sous E

Displaye \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow Ex et Ey spectra +OK



Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY3	EX	Top	0,00	160,77	1,18	1667,543	11,202	1462,366
	STORY3	EX	Bottom	0,00	160,95	1,18	1670,459	15,129	1992,178
	STORY3	EY	Top	0,00	1,18	165,70	1903,222	1563,229	10,983
	STORY3	EY	Bottom	0,00	1,18	165,87	1904,664	2104,499	14,890
	STORY2	EX	Top	0,00	171,95	1,24	1791,206	15,129	1992,178
	STORY2	EX	Bottom	0,00	172,06	1,25	1793,122	20,102	2671,226
	STORY2	EY	Top	0,00	1,25	176,69	2041,820	2104,499	14,890
	STORY2	EY	Bottom	0,00	1,25	176,82	2042,885	2794,482	19,871
	STORY1	EX	Top	0,00	176,33	1,26	1842,988	20,102	2671,226
	STORY1	EX	Bottom	0,00	176,36	1,26	1843,452	23,899	3194,888
	STORY1	EY	Top	0,00	1,26	180,91	2096,464	2794,482	19,871
	STORY1	EY	Bottom	0,00	1,26	180,93	2096,631	3327,518	23,676

Story	VX(t)	VY(t)
RDC	1763,6 KN	1809,3 KN

b) $V_{base.MSE}$

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base.MSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_T \quad ;(4.1 \text{ RPA99})$$

➤ A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone II} \end{array} \right\} A = 0,15$$

➤ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5\eta_0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η :facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \implies \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,76 \geq 0,7 \quad \text{vérifiée}$$

ξ :pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages en BA, mur en maçonner $\xi=10\%$

➤ T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau(4 .7.RPA)

$$\text{Site 3} \implies T_2=0,50 \text{ (Site meuble)}$$

➤ Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_N^{3/4}$;(4-6 RPA2003)

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N=34,02m$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et ,donné par le tableau(4.6.RPA99) $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times 28,24^{3/4} = 0,61$$

$$T = 1.3 \times 0,70 = 0,79 \text{ S}$$

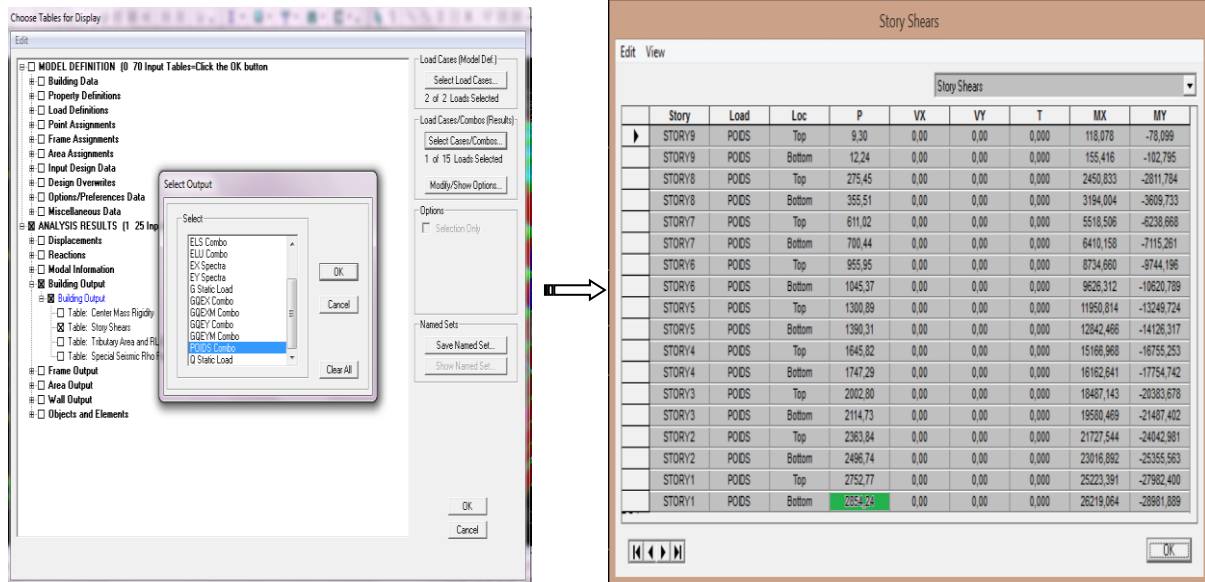
➤ la valeur de D :

$$T_2=0,50 \text{ S} < T=0,79 < 3\text{S} \implies D = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,79}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,50}{0,79}\right)^{2/3} = 1,46$$

➤ R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=3,5 (voiles porteurs).

$$V_{base.MSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_T = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,2}{3,5} W_T = 0,075 W_T$$

Display ⇔ Show Tables ⇔ Select Cases/ Combos ⇔ poids comb +OK



D’où: $W_T = 28542,4 \text{ KN}$

Donc:
$$\begin{cases} V_{base.MSE} = 0,075 \cdot 28542,4 = 2140,68 \text{ kN} \\ 80\% V_{base.MSE} = 1712,544 \text{ kN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 1763,6 \text{ kN} > 80\% V_{base.MSE} = 1712,544 \text{ kN} \implies \text{condition vérifiée} \\ V_{y(MSM)} = 1809,3 \text{ kN} > 80\% V_{base.MSE} = 1712,544 \text{ kN} \implies \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

V.2.4. Vérification De La période :

Les valeurs de T ; calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_N^{3/4}$;(4-6 RPA2003)

$$T = 0,05 \times 28,24^{3/4} = 0,61 \text{ S}$$

D’où : $T = 1.3 \times 0,61 = 0,79 \text{ S} \geq T_{etabs} = 0,71 \text{ S} \implies \text{Condition vérifiée}$

IV.4.5. Vérification De l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003(Art 4.3) ; dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle; en plus de l'excentricité théorique calculée ; une excentricité accidentelle égale à 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.

$$\begin{cases} |C_M - C_R| \leq 5\% L_X \\ |C_M - C_R| \leq 5\% L_Y \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} C_M : \text{Le centre de masse.} \\ C_R : \text{Le centre de torsion.} \\ L_X = 20,4 \text{ m} \\ L_Y = 17,7 \text{ m} \end{cases}$$

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Building output \Rightarrow Table: Centre Mass Rigidity +OK

Story	Diaphragm	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Excentricité accidentelle		ex ≤ Ex	ey ≤ Ey
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex=[XCM-XCR]	ey=[YCM-YCR]	Ex=5%Lx	Ey=5%Ly		
STORY1	D1	10,158	8,866	9,978	9,31	0,18	0,444	1,02	0,885	CV	CV
STORY2	D2	10,152	8,877	10,041	9,419	0,111	0,542	1,02	0,885	CV	CV
STORY3	D3	10,185	9,261	10,037	9,422	0,148	0,161	1,02	0,885	CV	CV
STORY4	D4	10,188	9,273	10,027	9,402	0,161	0,129	1,02	0,885	CV	CV
STORY5	D5	10,187	9,282	10,015	9,386	0,172	0,104	1,02	0,885	CV	CV
STORY6	D6	10,187	9,282	10,005	9,365	0,182	0,083	1,02	0,885	CV	CV
STORY7	D7	10,195	9,241	9,997	9,333	0,198	0,092	1,02	0,885	CV	CV
STORY8	D8	10,166	8,884	9,993	9,283	0,173	0,399	1,02	0,885	CV	CV
STORY9	D9	8,4	12,7	8,39	12,522	0,01	0,178	1,02	0,885	CV	CV

Tableau : Centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau

IV.4.6. Vérification des déplacements:

❖ Déplacement 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

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit :

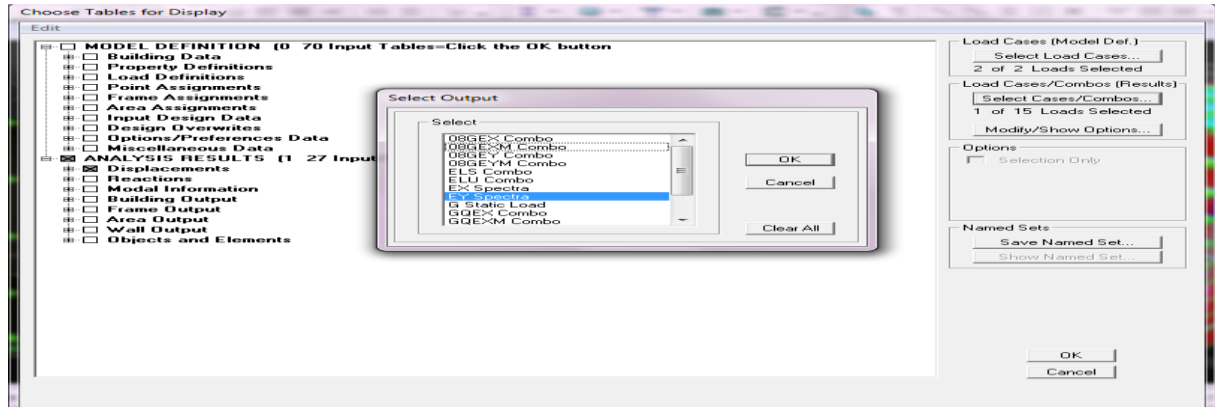
$$\begin{cases} \Delta X - X = | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k & ; \text{ (Art 4 - 20 RPA99/ VERSION 2003)} \\ \Delta Y - Y = | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k \end{cases}$$

Avec:

- h_k : hauteur d'étage k .
- δ_K : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) .

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow Ex spectra +OK



Sens X-X:

Story	Diaphragm	Load	Ux	Ux-Ux_1	1%h	
STORY9	D9	EX	0,0148	0,001	0,024	CV
STORY8	D8	EX	0,0138	0,0013	0,0306	CV
STORY7	D7	EX	0,0125	0,0016	0,0306	CV
STORY6	D6	EX	0,0109	0,0017	0,0306	CV
STORY5	D5	EX	0,0092	0,0019	0,0306	CV
STORY4	D4	EX	0,0073	0,002	0,0306	CV
STORY3	D3	EX	0,0053	0,0022	0,034	CV
STORY2	D2	EX	0,0031	0,0023	0,0408	CV
STORY1	D1	EX	0,0008	0,0008	0,0306	CV

Sens Y-Y

Story	Diaphragm	Load	Uy	Uy-Uy_1	1%h	
STORY9	D9	EX	0,0133	0,001	0,024	CV
STORY8	D8	EX	0,0123	0,0017	0,0306	CV
STORY7	D7	EX	0,0106	0,0018	0,0306	CV
STORY6	D6	EX	0,0088	0,0018	0,0306	CV
STORY5	D5	EX	0,007	0,0018	0,0306	CV
STORY4	D4	EX	0,0052	0,0017	0,0306	CV
STORY3	D3	EX	0,0035	0,0016	0,034	CV
STORY2	D2	EX	0,0019	0,0015	0,0408	CV
STORY1	D1	EX	0,0004	0,0004	0,0306	CV

❖ **Déplacement maximal:**

On doit vérifiée que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

avec : f : la flèche admissible

H_t : la hauteur totale du bâtiment ($H_t=28,24m$). $\Rightarrow f = \frac{2824}{500} = 5,648 \text{ cm}$

- **Sens transversal :** $\delta_{\max(x-x)} = 0,022 \text{ cm} \leq f = 5,648 \text{ cm}$
- **Sens longitudinal :** $\delta_{\max(y-y)} = 0,018 \text{ cm} \leq f = 5,648 \text{ cm}$

IV.4.7. Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} P_k : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k} \\ \Delta_k : \text{Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1} \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage considéré au niveau k} \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage k.} \end{array} \right.$

D'où : $\left\{ \begin{array}{ll} \theta_k \leq 0,1 & \implies \text{l'effet p-Delta peut être négligé} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 & \implies \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } \frac{1}{(1 - \theta_k)} \\ \theta_k > 0,2 & \implies \text{Structure instable et doit être redimensionnée} \end{array} \right.$

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :

Sens X-X :

Story	Load	Loc	Poids cummulés	poids de l'étage k	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	Vx	h	θ
STORY9	POIDS	Bottom	12,24	12,24	0,001	1,93	2,4	0,002642487
STORY8	POIDS	Bottom	355,51	343,27	0,0013	41,14	3,6	0,003013092
STORY7	POIDS	Bottom	700,44	344,93	0,0016	73,99	3,6	0,002071932
STORY6	POIDS	Bottom	1045,37	344,93	0,0017	102,11	3,6	0,001595178
STORY5	POIDS	Bottom	1390,31	344,94	0,0019	125,52	3,6	0,00145038
STORY4	POIDS	Bottom	1747,29	356,98	0,002	144,8	3,6	0,001369629
STORY3	POIDS	Bottom	2114,73	367,44	0,022	160,95	3,4	0,014771997
STORY2	POIDS	Bottom	2496,74	382,01	0,0023	171,95	4,08	0,001252392
STORY1	POIDS	Bottom	2854,24	357,5	0,008	176,36	3,6	0,004504675

Sens Y-Y :

Story	Load	Loc	Poids cummulés	poids de l'étage k	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	Vx	h	θ
STORY9	POIDS	Bottom	12,24	12,24	0,001	2,25	2,4	0,002266667
STORY8	POIDS	Bottom	355,51	343,27	0,0017	46,75	3,6	0,003467374
STORY7	POIDS	Bottom	700,44	344,93	0,0018	82,26	3,6	0,002096584
STORY6	POIDS	Bottom	1045,37	344,93	0,0018	109,83	3,6	0,00157029
STORY5	POIDS	Bottom	1390,31	344,94	0,0018	132,99	3,6	0,001296864
STORY4	POIDS	Bottom	1747,29	356,98	0,0017	151,43	3,6	0,001113213
STORY3	POIDS	Bottom	2114,73	367,44	0,0016	165,87	3,4	0,001042461
STORY2	POIDS	Bottom	2496,74	382,01	0,0015	176,82	4,08	0,000794281
STORY1	POIDS	Bottom	2854,24	357,5	0,0004	180,93	3,6	0,000219545

Conclusion :

On a pour chaque niveau « k » :

$\left. \begin{array}{l} \theta_{k(x-x)} \leq 0,1 \\ \theta_{k(y-y)} \leq 0,1 \end{array} \right\} \implies \text{On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure}$

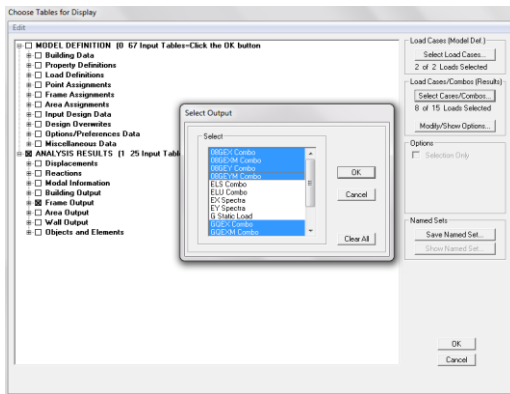
IV.4.8. Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} B_c : \text{section du poteau.} \\ N_d : \text{effort normal max dans les poteaux sous : } (0.8G+E \text{ et } G + Q \pm E) \\ f_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton} \end{array} \right.$

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow (0.8G+E et G + Q \pm E) +OK



Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	C1	ELS	0	-32,45	-2,38	-1,13	-0,011	-1,305	-2,923
STORY8	C1	ELS	1,33	-28,45	-2,38	-1,13	-0,011	0,199	0,247
STORY8	C1	ELS	2,66	-24,46	-2,38	-1,13	-0,011	1,793	3,416
STORY8	C1	ELU	0	-44,38	-3,28	-1,54	-0,015	-1,776	-4,016
STORY8	C1	ELU	1,33	-38,99	-3,28	-1,54	-0,015	0,272	0,346
STORY8	C1	ELU	2,66	-33,59	-3,28	-1,54	-0,015	2,32	4,708
STORY8	C1	GEX MAX	0	-13,24	10,58	3,52	0,114	4,948	14,481
STORY8	C1	GEX MAX	1,33	-10,04	10,58	3,52	0,114	0,27	0,424
STORY8	C1	GEX MAX	2,66	-6,85	10,58	3,52	0,114	6,922	18,103
STORY8	C1	GEX MIN	0	-32,57	-13,73	-5,19	-0,13	-6,883	-18,408
STORY8	C1	GEX MIN	1,33	-29,37	-13,73	-5,19	-0,13	0,019	-0,169
STORY8	C1	GEX MIN	2,66	-26,18	-13,73	-5,19	-0,13	-4,409	-13,666
STORY8	C1	GEY MAX	0	-1,55	3,38	15,53	0,16	21,329	4,781
STORY8	C1	GEY MAX	1,33	1,65	3,38	15,53	0,16	0,675	0,289
STORY8	C1	GEY MAX	2,66	4,84	3,38	15,53	0,16	22,493	6,642
STORY8	C1	GEY MIN	0	-44,26	-6,52	-17,2	-0,177	-23,265	-8,709
STORY8	C1	GEY MIN	1,33	-41,06	-6,52	-17,2	-0,177	-0,387	-0,084
STORY8	C1	GEY MIN	2,66	-37,87	-6,52	-17,2	-0,177	-19,988	-4,204
STORY8	C1	GQEX MAX	0	-22,78	9,77	3,22	0,111	4,611	13,522
STORY8	C1	GQEX MAX	1,33	-18,79	9,77	3,22	0,111	0,325	0,543
STORY8	C1	GQEX MAX	2,66	-14,79	9,77	3,22	0,111	7,369	19,3
STORY8	C1	GQEX MIN	0	-42,11	-14,54	-5,48	-0,133	-7,52	-19,367
STORY8	C1	GQEX MIN	1,33	-38,12	-14,54	-5,48	-0,133	0,074	-0,05
STORY8	C1	GQEX MIN	2,66	-34,13	-14,54	-5,48	-0,133	-3,962	-12,469
STORY8	C1	GQEX MAX	0	-11,09	2,57	15,24	0,158	20,992	3,823
STORY8	C1	GQEX MAX	1,33	-7,1	2,57	15,24	0,158	0,73	0,408
STORY8	C1	GQEX MAX	2,66	-3,1	2,57	15,24	0,158	22,94	9,839
STORY8	C1	GQEX MIN	0	-53,81	-7,33	-17,5	-0,18	-23,602	-9,668
STORY8	C1	GQEX MIN	1,33	-49,81	-7,33	-17,5	-0,18	-0,331	0,086
STORY8	C1	GQEX MIN	2,66	-45,82	-7,33	-17,5	-0,18	-19,533	-3,007
STORY8	C1	POIDS	0	-29,39	-2,05	-1,06	-0,011	-1,229	-2,549
STORY8	C1	POIDS	1,33	-25,4	-2,05	-1,06	-0,011	0,184	0,177

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1158,56 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,289 \leq 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.1 Ferrailage des poteaux :

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis on procède à des vérifications l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
- $G + Q$ à l'ELS.
- $G + Q + E$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de combinaisons :

- Effort normal maximal « N_{\max} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal « N_{\min} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal « M_{\max} » et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Tableau I.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

V.2.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \%(b \times h)$ (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6 \%(b \times h)$.
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de $4 \%(b \times h)$.

	Section min (cm ²)	Section max (cm ²)	
Section des poteaux	zone IIa	zone de recouvrement	zone courante
Poteaux (40x40) cm ²	12,8	96	64
Poteaux (35x35) cm ²	9,8	73,5	49

Tableau V.2 Sections d'armatures par rapport à la section du béton.

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \Phi_L$ (en zone IIa).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

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.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

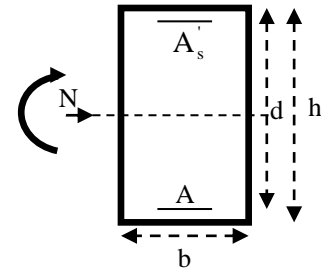
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A'=0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

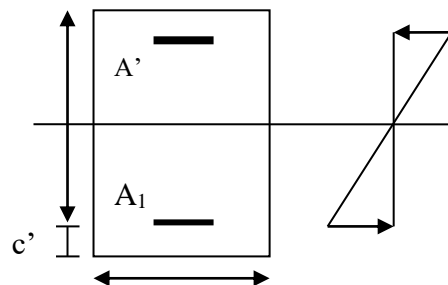
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \begin{cases} \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$



b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ **1er cas :**

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

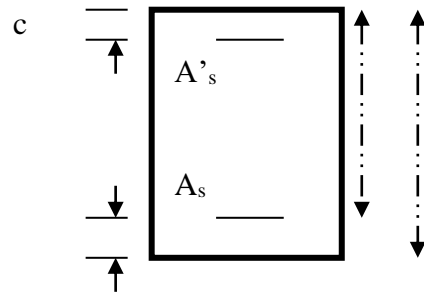
$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d - 0,5h)bh.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} d \quad h$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

c'



➤ **2^{eme} cas :**

Si : $N_u(d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée

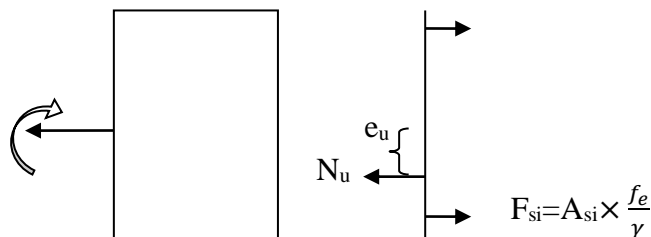
$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \text{ Avec : } \quad \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_{si} &= N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} &= \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{aligned} \right.$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferraillage des poteaux :**Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).**

Niveau	Sec	Sollicitation	N (kN)	M(kN.m)	nature	$A_{S'}$	A	Amin	Ferraillage	A adoptée
Zone1	40x40	N_{max}	1470,6	-7,18	SPC	/	0	12,8	8HA16	16,08 cm ²
		N_{min}	-636	0,65	SPC	/	0	12,8		
		M_{max}	244,47	51,36	SPC	/	0,21	12,8		
Zone2	35x35	N_{max}	678,1	9,82	SEC	/	0	9,8	8HA14	12,32 cm ²
		N_{min}	61,1	7,47	SPC	/	0,12	9,8		
		M_{max}	59,9	50,14	SPC	/	0,83	9,8		

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y).

Niveau	Sec	Sollicitation	N (kN)	M(kN.m)	nature	$A_{S'}$	A	Amin	Ferraillage	A adoptée
Zone1	40x40	N_{max}	1470,6	-0,19	SPC	/	0	12,8	8HA16	16,08 cm ²
		N_{min}	-636	0,32	SPC	/	0	12,8		
		M_{max}	158,1	68,36	SPC	/	0,43	12,8		
Zone2	35x35	N_{max}	678,1	1,04	SPC	/	0	9,8	8HA14	12,32 cm ²
		N_{min}	61,1	3,99	SPC	/	0,06	9,8		
		M_{max}	303,2	47,89	SPC	/	0,15	9,8		

V.1.4. Vérifications à l'ELU :**Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :**❖ Selon le BAEL 91, Art A8.1.3**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4 ; 40\text{cm} ; (40 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 14\text{cm}$$

✓ Soit $S_t = 10\text{cm}$

- ❖ **Calcul des armatures transversale Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule(7.1) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

St : Espacement des armatures transversales

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

Calcul de λ_g (BAEL 91, Art B8.4.1)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Poteaux 40×40:

Avec : L_f : longueur de flambement L_f = 0,707 L₀

$$L_f = 0,707 \times 4,08 = 2,885 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,885}{0,40} = 7,212$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max T_u = 45,3 kN

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

S_t = 10 cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2,5 \times 45,3 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 70,78 \text{ mm}^2$$

A_t = 0,707cm².

S_t = 15 cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2,5 \times 45,3 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 106,17 \text{ mm}^2$$

A_t = 1,061cm².

Poteaux 35×35:

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0,707 L_0$
 $L_f = 0,707 \times 3,06 = 2,163 \text{ m}$
 $\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,163}{0,35} = 6,18$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 36,6 \text{ KN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3,75 \times 36,6 \times 10^3}{35 \times 400} \times 10 = 98,035 \text{ mm}^2$$

$A_t = 0,980 \text{ cm}^2$.

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{3,75 \times 36,6 \times 10^3}{35 \times 400} \times 15 = 147,053 \text{ mm}^2$$

$A_t = 1,470 \text{ cm}^2$.

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Interpolation : $A_t^{\min} = \frac{A_t}{b \times s_t}$

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau.

➤ **En zone courante :**

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $\lambda_g = 6,18 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

: $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **En zone nodale:**

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

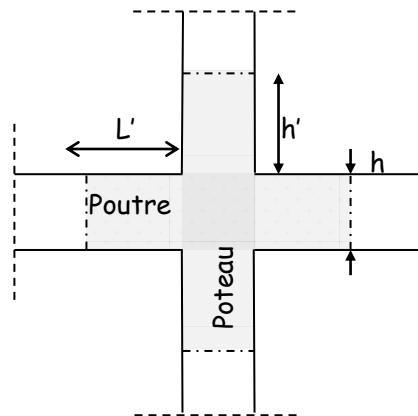


Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (61,33 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{61 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (35x 35)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (45,16 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

- ✓ Pour la **zone IIa** : $L_r = 40\Phi$
- ❖ $\emptyset 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- ❖ $\emptyset 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow & \bar{\tau}_{bu} = 0,04f_{c28} = 1\text{MPa} \\ \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow & \bar{\tau}_{bu} = 0,03f_{c28} = 0,75\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

poteau	h (m)	b (m)	d (m)	T (kN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	4,08	0,40	0,38	45,3	7,21	0,04	0,29	1	vérifiée
35x35	3,06	0,35	0,33	36,6	6,18	0,03	0,31	0,75	vérifiée

V.1.5. Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0,5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ Q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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 inférieure.

Tableau V.6 : Vérifications à l'ELS (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
40x40	$N_{max}-M_{cor}$	1363,52	6,379	4,31	3,94	15	64,4	59,3	400	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	401,94	0,643	1,23	1,2	15	18,5	18	400	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	1003,67	30,777	3,93	2,14	15	58	33,1	400	CV
35x35	$N_{max}-M_{cor}$	998,62	13,27	4,14	3,12	15	61,5	47,5	400	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	267,23	0,378	0,99	0,96	15	14,8	14,4	400	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	836,13	26,215	4,05	2,04	15	59,5	31,8	400	CV

Tableau V.7 : Vérifications à l'ELS (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
40x40	$N_{max}-M_{cor}$	1363,52	5,379	4,28	3,97	15	64	59,7	400	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	401,94	0,357	1,23	1,2	15	18,4	18,1	400	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	1003,67	29,777	3,9	2,17	15	57,6	33,5	400	CV
35x35	$N_{max}-M_{cor}$	998,62	2,539	3,73	3,54	15	55,8	53,2	400	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	267,23	6,367	1,22	0,73	15	18	11,2	400	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	679,19	33,912	3,77	1,17	15	55	19,1	400	CV

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	e _s (m)	OBS	A _{min(CNF)} (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
40×40	N _{max} -M _{cor}	1363,52	15,66	0,001	SEC	0	16,8	CV
	N _{min} -M _{cor}	401,94	1,2	0,002	SEC	0		CV
	M _{max} -N _{cor}	518,2	66,28	0,012	SEC	0		CV
35×35	N _{max} -M _{cor}	998,62	13,27	0,013	SEC	0	12,32	CV
	N _{min} -M _{cor}	267,23	0,378	0,001	SEC	0		CV
	M _{max} -N _{cor}	836,13	26,215	0,031	SEC	0		CV

Tableau V.9 : Vérifications Condition de non fragilité (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	e _s (m)	OBS	A _{min(CNF)} (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
40×40	N _{max} -M _{cor}	1173,2	5,379	0,003	SEC	0	16,8	CV
	N _{min} -M _{cor}	401,94	0,357	0,0008	SEC	0		CV
	M _{max} -N _{cor}	1003,67	29,777	0,029	SEC	0		CV
35×35	N _{max} -M _{cor}	998,62	2,539	0,003	SEC	0	12,32	CV
	N _{min} -M _{cor}	267,23	6,367	0,023	SEC	0		CV
	M _{max} -N _{cor}	679,19	33,912	0,05	SEC	0		CV

Remarque :

La vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimée.

Conclusion :

- Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.
- Le ferraillage adopté pour les poteaux est comme suit :

	Zone 1	Zone 2
Armatures longitudinales	8HA16 soit A _{adop} =16,08 cm ²	8HA14 soit A _{adop} =12,32 cm ²
Armatures transversales	4HA8 soit A _{adop} =2,01 cm ²	4HA8 soit A _{adop} =2,01 cm ²

Récapitulatif du ferraillage des poteaux dans le sens X-X

N.B : le ferraillage des poteaux dans le sens Y-Y est le même que dans le sens X-X

ZONE I

ZONE II

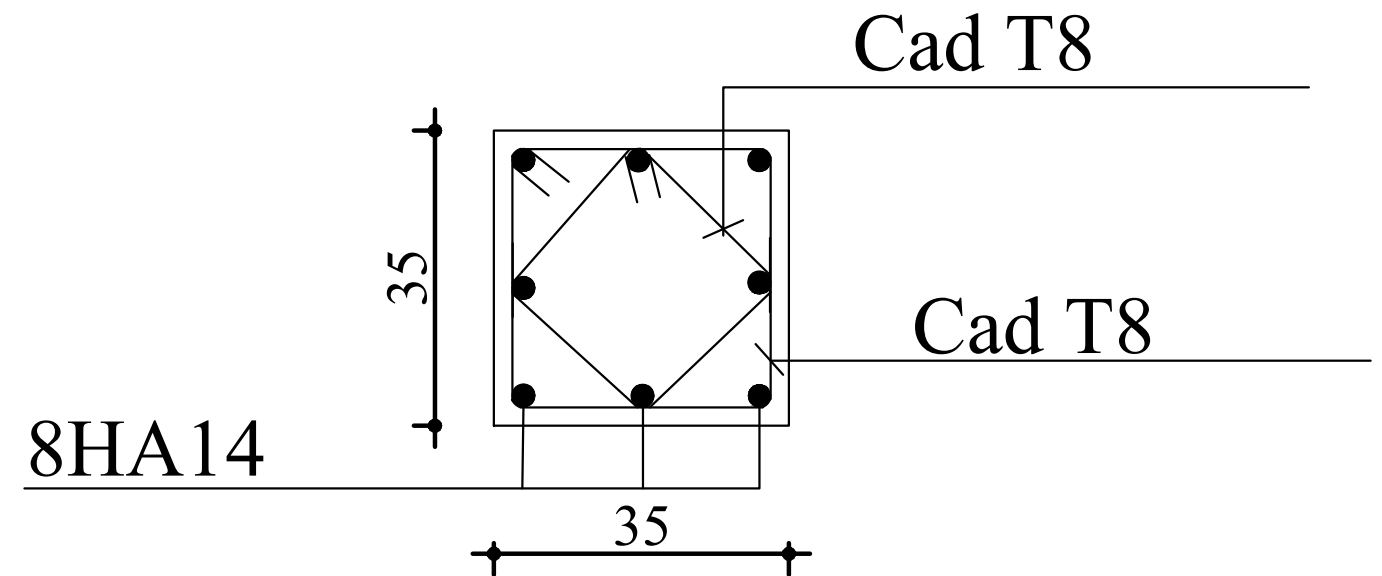
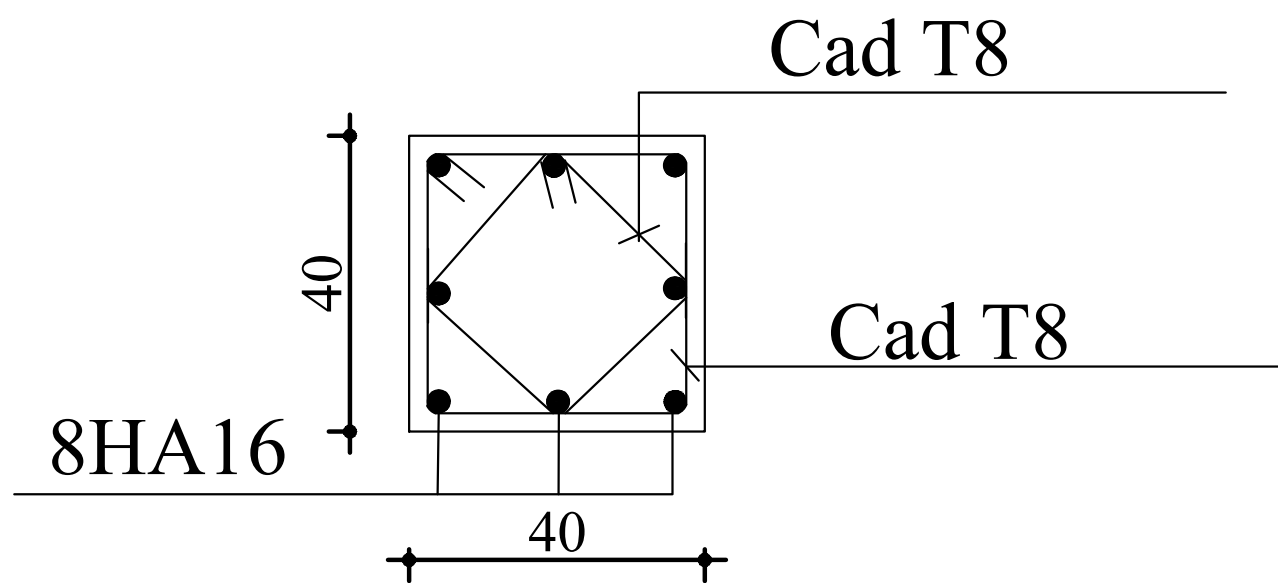


Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

$$1.35G + 1.5Q : \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q : \text{à l'ELS.}$$

$$G + Q \pm E : \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0.8G \pm E : \text{RPA99 révisé 2003.}$$

V.2.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales: (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	A_{\min}	A_{\max} en zone courante	A_{\max} en zone nodale
	0.5% b h	4% b h	6% b h)
Poutres principales	6	48	72
Poutres secondaires	5,25	42	63

Tableau V.2.1 : la section minimal et maximal d'armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.2.2. Etapes de calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

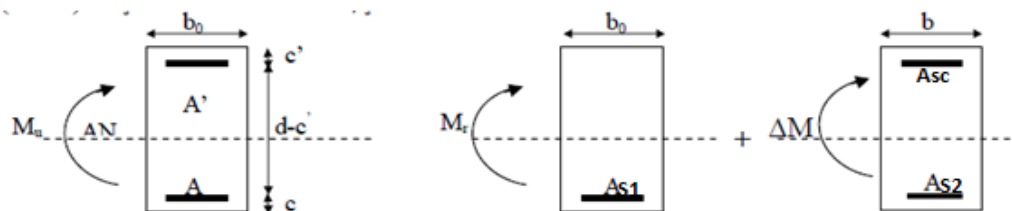


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

V.2.3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Poutres secondaires :

En travée :

NIVEAU	M _u (T.m)	OBS	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S SOL 1	5,54	SSA	4,39	5,25	3HA14+3HA14	9,24
S SOL 2	5,75	SSA	4,57			
RDC	6,07	SSA	4,84			
1	6,11	SSA	4,87			
2	6,83	SSA	5,20			
3	5,44	SSA	4,31			
4	5,32	SSA	4,21			
5	4,25	SSA	3,33			

Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

En appuis :

NIVEAU	M_u (T.m)	OBS	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S SOL 1	5,04	SSA	4,172	5,25	3HA14+3HA14	9,24
S SOL 2	5,17	SSA	4,09			
RDC	6,07	SSA	4,84			
1	10,,65	SSA	8,91			
2	10,73	SSA	8,91			
3	10,52	SSA	8,79			
4	10,09	SSA	8,39			
5	9,53	SSA	8,03			

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres secondaires en appuis.**Poutres principales :****En travée :**

NIVEAU	M_u (T.m)	OBS	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S SOL 1	7,47	SSA	7,14	6	3HA16+3HA16	12.06
S SOL 2	9,04	SSA	8,84			
RDC	8,86	SSA	8,64			
1	8,90	SSA	8,88			
2	9,21	SSA	9,07			
3	8,65	SSA	8,97			
4	8,32	SSA	8,60			
5	8,20	SSA	8,24			

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres principales en travée.**En appuis :**

NIVEAU	M_u (T.m)	OBS	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
S SOL 1	8,87	SSA	8,31	6	3HA16+3HA16	12,06
S SOL 2	11,09	SSA	11,14			
RDC	1,19	SSA	11,35			
1	11,27	SSA	11,35			
2	9,97	SSA	9,90			
3	8,65	SSA	8,41			
4	8,05	SSA	7,75			
5	6,96	SSA	6,60			

Tableau V.2.5 : Ferraillage des poutres principales en appuis.

V.2.4. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{- Poutres principales : } A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{- Poutres secondaire : } A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,267 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_{\max} : \text{effort tranchant.}$$

$$\text{➤ } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{- Poutre principales : } \frac{143,58 \times 10}{30 \times 38} = 1,25 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\text{- Poutre secondaire : } \frac{134,5 \times 10}{30 \times 33} = 1,35 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

$$\text{- Poutre principales : } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 648 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

$$\text{- Poutre secondaire : } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 30 \times 10^{-1} = 594 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 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 équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right) \frac{y_s}{f_e}$$

- Poutre principales : $\left(143,58 - \frac{107,39}{0,9 \times 0,38}\right) = -170,42 < 0$

- Poutre secondaires : $\left(134,5 - \frac{127,8}{0,9 \times 0,33}\right) = -295,80 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \Sigma u_i}$$

Avec : Σu_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\Sigma u_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 2 = 33,91$

$$\tau_u = \frac{113,58}{0,9 \times 38 \times 33,91} \times 10 = 0,979 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\Sigma u_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26$

$$\tau_u = \frac{85,11}{0,9 \times 33 \times 28,26} \times 10 = 1,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56,34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,29 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$.

- Pour $\phi 16$: $L_c = 24 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1,14; 3; 1,6) = 1,14 \text{ cm}$$

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

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t = (0,9 d; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0,9 \times 38; 40 \text{ cm}) = (34,2; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t = (0,9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29,7; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principal :
 $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (10; 16,8; 30) = 10 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$
- Poutre secondaire :
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- Poutre principal : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 13 \times 30 = 1,17 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

-

V.2.5. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

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

➤ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre secondaire :

En Travée :

niveau plus défavorable	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
	60,72	6,45	0,652	0,869	23,17	328,20	14,17	15	CV

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

En appuis :

niveau plus défavorable	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
	72	6,98	0,655	0,869	23,17	339,20	14,64	15	CV

Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.**Poutre principal :****En Travée :**

niveau plus défavorable	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
	74	6,07	0,506	0,869	23,17	350,72	13,64	15	CV

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.**En appuis :**

niveau plus défavorable	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
	88,7	7,33	0,611	0,869	23,17	348,13	14,02	15	CV

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP.**c. Etat limite de déformation :**

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.022cm = < \bar{f} = 1 cm$$

Condition vérifiée.**- Poutre Secondaire :**

$$f = 0.023cm = < \bar{f} = 0.72 cm$$

Condition vérifiée.

poutre principale

3HA16 fil+3HA16 chap

cad+etr T8

40

3HA16 fil+3HA16 chap

30

poutre secondaire

3HA14 fil+3HA14 chap

cad+etr T8

35

3HA14 fil+3HA14 chap

30

Schéma de ferrailage des poutres

V.3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :	1.35G+1.5Q
	G+Q
Selon le RPA version 2003 :	G+Q±E
	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en deux zones :

- ✓ **Zone I :** Sous-sol 1 et 2, RDC et 1^{er} étage.
- ✓ **Zone II :** étages courants.

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

V.3.1 Exposé de la méthode de calcul:**1. Armature vertical :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « 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.

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

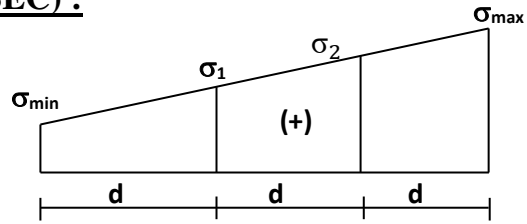


Fig V.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile.
 σ_s : contrainte de l'acier.
 B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{m l}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b. Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

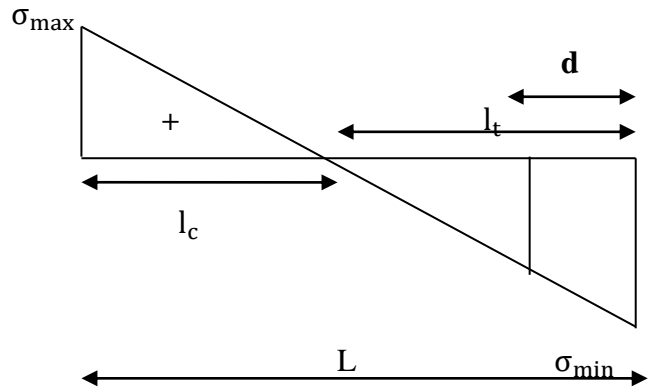


Fig V.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

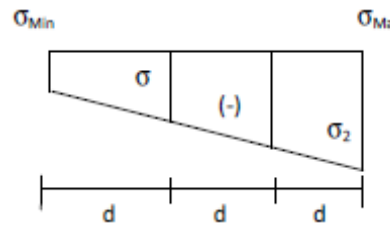


Fig V.3.3:Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : V=1.4 T

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

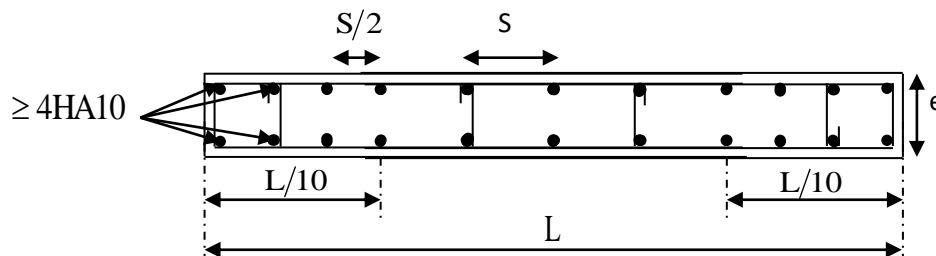


Fig V.3.4:Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement**D'après le RPA99 /2003:**

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.2 Calculer le ferraillage :

	Zone	I	II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,50	3,55	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,7	0,71	
Sollicitation de calcul	T(kN)	733,00	433,30	
	N _S (kN)	-2107,50	-1139,90	
	σ _{max} (kN/m ²)	7005,20	3594,80	
	σ _{min} (kN/m ²)	4162,50	2366,20	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	L _c	2,20	2,14	
	L _t	1,30	1,41	
	d ₁	0,65	0,70	
	d ₂ = L _t - d ₁	0,65	0,70	
	σ ₁	2081,25	1183,10	
	N ₁	407,26	250,08	
	N ₂	135,75	83,36	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10,18	6,25	
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,39	2,08	
	A _{vj} (cm ²)	28,22	16,68	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	17,24	10,42	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	10,45	6,25	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	15,37	13,97	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	20,01	15,38	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	15,38	15,38	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA16	2x5HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA14	2x5HA14
	S _t		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
	Bande 2	20	20	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	10,50	10,65	
	A _H adopté (cm ²)	12,43	12,43	
	choix de la section	11HA12	11HA12	
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5 MPa	τ _b	1,629	0,949
	τ _u = 2.5 MPa	τ _u	1,163	0,678
	σ _{bc} = 15 MPa	σ _{bc}	-2,887	-1,555

Tableau V.1 : ferraillage de voile VT1.

	Zone		I	II
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,7	3,75
	e (m)		02	0,2
	B (m ²)		0,74	0,75
Sollicitation de calcul	T(kN)		787,000	468,000
	N _S (kN)		-2488,90	-1331,90
	σ_{\max} (kN/m ²)		7430,300	3327,300
	σ_{\min} (kN/m ²)		4225,600	2268,500
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c		2,23	2,23
	L _t		1,34	1,52
	d ₁		0,67	0,76
	d ₂ = L _t - d ₁		0,67	0,76
	σ_1		2112,800	1134,250
	N ₁		425,10	258,65
	N ₂		141,70	86,22
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		10,63	6,47
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,54	2,16
	A _{vj} (cm ²)		30,30	18,02
	A' _{v1} /bande (cm ²)		18,20	10,97
	A' _{v2} /bande (cm ²)		11,12	6,66
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		16,51	13,97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		18,46	18,46
	A' _{v2} adopté (cm ²)		18,46	18,46
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x6HA14	2x6HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x 6HA14	2x6HA14
	S _t		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	20	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		11,10	11,25
	A _H adopté (cm ²)		12,43	12,43
	choix de la section		11HA12	11HA12
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,654	0,971
	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa	τ_u	1,182	0,693
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	-3,242	-1,713

Tableau V.2 : ferrailage de voile VT2.

	Zone		I	II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,40	1,45
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,28	0,29
Sollicitation de calcul	T(kN)		126,90	77,20
	N _S (kN)		-1295,00	-686,00
	σ_{\max} (kN/m ²)		8025,90	4344,60
	σ_{\min} (kN/m ²)		3816,00	1812,40
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c		0,95	1,02
	L _t		0,45	0,43
	d ₁		0,23	0,21
	d ₂ = L _t - d ₁		0,23	0,21
	σ_1		1908,00	906,20
	N ₁		129,12	58,02
	N ₂		43,04	19,34
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		3,23
A _{v2} /bande (cm ²)		1,08	0,48	
A _{vj} (cm ²)		4,89	2,97	
A' _{v1} /bande (cm ²)		4,45	2,19	
A' _{v2} /bande (cm ²)		2,30	1,23	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,64	7,16
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9,23	9,23
	A' _{v2} adopté (cm ²)		13,56	13,56
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA14	2x3HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA12	2x6HA12
	S _t		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5
	Bande 2	10	10	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		4,20	4,35
	A _H adopté (cm ²)		8,64	8,64
	choix de la section		11HA10	11HA10
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,705	0,414
	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa	τ_u	0,504	0,296
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	-4,312	-2,210

Tableau V.3 : ferrailage de voile VT3

	Zone		I	II
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,00	2,05
	e (m)		0,2	0,2
	B (m ²)		0,4	0,41
Sollicitation de calcul	T(kN)		956,200	460,000
	N _S (kN)		-3065,30	-1706,50
	σ_{\max} (kN/m ²)		9204,400	3918,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		5544,600	2405,800
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c		1,25	1,27
	L _t		0,75	0,78
	d ₁		0,38	0,39
	d ₂ = L _t - d ₁		0,38	0,39
	σ_1		2772,300	1202,900
	N ₁		312,66	140,72
	N ₂		104,22	46,91
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,82	3,52
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,61	1,17
	A _{vj} (cm ²)		36,81	17,71
	A' _{v1} /bande (cm ²)		17,02	7,95
	A' _{v2} /bande (cm ²)		11,81	5,60
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		8,74	8,89
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		20,096	15,386
	A' _{v2} adopté (cm ²)		20,35	20,35
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA16	2x5HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x 9HA12	2x9HA12
	S _t		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5
	Bande 2	10	10	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		6,00	6,15
	A _H adopté (cm ²)		16,92	12,43
	choix de la section		11HA14	11HA12
	Espacement S _t (cm)		25	25
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	3,719	1,745
	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa	τ_u	2,656	1,247
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	-7,126	-3,940

Tableau V.4 : ferraillage de voile VL1.

	Zone	I	II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,40	1,45	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,28	0,29	
Sollicitation de calcul	T(kN)	238,00	98,40	
	N _S (kN)	-619,70	-346,00	
	σ _{max} (kN/m ²)	6293,90	2995,80	
	σ _{min} (kN/m ²)	2700,70	1573,600	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	L _c	0,98	0,95	
	L _t	0,42	0,50	
	d ₁	0,21	0,25	
	d ₂ = L _t - d ₁	0,21	0,25	
	σ ₁	1350,35	786,80	
	N ₁	85,15	58,93	
	N ₂	28,38	19,64	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	2,13	1,47	
	A _{v2} /bande (cm ²)	0,71	0,49	
	A _{vj} (cm ²)	9,16	3,79	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	4,42	2,42	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	3,00	1,44	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	6,86	6,65	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	12,31	9,04	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	13,56	13,56	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA12	2x6HA12
	S _t		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5
	Bande 2	10	10	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	10,21	8,46	
	A _H adopté (cm ²)	16,92	12,43	
	choix de la section	11HA14	11HA12	
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ _b	1,322	0,528
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$	τ _u	0,944	0,377
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ _{bc}	-1,816	-1,015

Tableau V.5 : ferraillage de voile VL2.

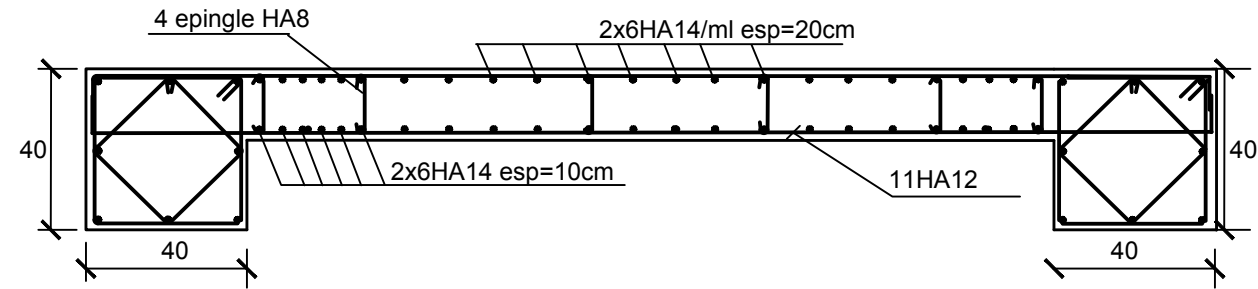
Conclusion

Le tableau ci-dessous montre le Récapitulatif du ferraillage des voiles

Voiles		Bande 1		Bande 2	
		Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
VT1	A _V	2x5HA16 =20,10cm ²	2x5HA14 =15,38cm ²	2x5HA14 =15,38cm ²	2x5HA14 =15,38cm ²
	A _H	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²
	A _T	4HA8 = 2,01 cm ²			
VT2	A _V	2x6HA14 =18,46cm ²	2x6HA14 =18,46cm ²	2x6HA14 =18,46cm ²	2x6HA14 =18,46cm ²
	A _H	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA12 =12,43cm ²
	A _T	4HA8 = 2,01 cm ²			
VT3	A _V	2x3HA14 =9,23cm ²	2x3HA14 =9,23cm ²	2x6HA12 =13,56cm ²	2x6HA12 =13,56cm ²
	A _H	11HA10 =8,64cm ²	11HA10 =8,64cm ²	11HA10 =8,64cm ²	11HA10 =8,64cm ²
	A _T	4HA8 = 2,01 cm ²			
VL1	A _V	2x5HA16 =20,10cm ²	2x5HA14 =15,38cm ²	2x9HA12 =20,35cm ²	2x9HA12 =20,35cm ²
	A _H	11HA14 =16,92cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA14 =16,92cm ²	11HA12 =12,43cm ²
	A _T	4HA8 = 2,01 cm ²			
VL2	A _V	2x4HA14 =12,31cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	2x6HA12 =13,56cm ²	2x5HA16 =20,01cm ²
	A _H	11HA14 =16,92cm ²	11HA12 =12,43cm ²	11HA14 =16,92cm ²	11HA12 =12,43cm ²
	A _T	4HA8 = 2,01 cm ²			

VT2

ZONE I



ZONE II

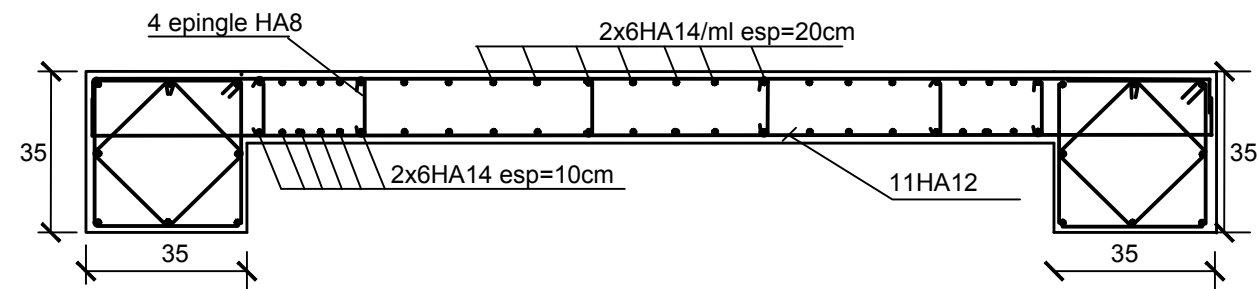


Schéma de ferrailage du voile transversale 2

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VI-2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol, détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VI-3- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

❖ **Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

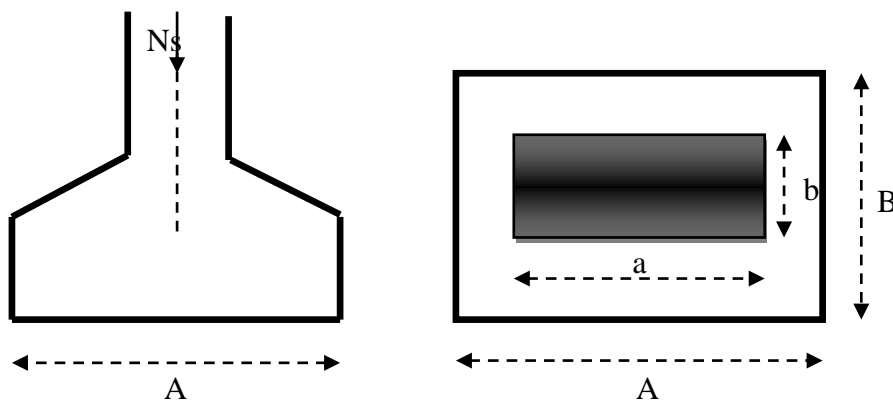
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Exemple : $N_{ser} = 1586,05 \text{ kN}$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow B = 2,81 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



❖ Semelles filantes :

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	973,36	1,00	4,86	4,86
V _{L2}	5181,81	4,00	6,47	25,90
V _{L3}	1077,64	1,60	3,36	5,38
				St = 36,14

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	3134,80	4,80	3,26	15,64
V _{T2}	840,48	2,20	1,91	4,20
				St = 19,84

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 55,98 m²**.

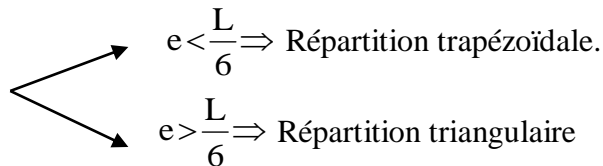
2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

c) Application :

Poteaux	N _s (kN)	e _i (m)	N _s x e _i	M _i (kN.m)
D4	464,1	8,85	4107,285	-3,07
D11	798,7	6,35	4940,935	-2,99
D18	1064,6	2,65	2821,19	-7,08
D25	791,4	-2,35	-1859,79	8,08
D32	899	-5,35	-4809,65	-1,46
D39	563,3	-8,85	-4985,205	12,03
	5692,76		Σ = 214,765	Σ = 5,51

On a :

$e = +0,048 \text{ m}$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{4560,5}{17,7} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (0,048)}{17,7} \right) = 253,46$$

$$q_{\max} = \frac{4560,5}{17,7} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (0,048)}{17,7} \right) = 261,85$$

$$q_{(L/4)} = \frac{4560,5}{17,7} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (0,048)}{17,7} \right) = 259,75$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{259,75}{200} = 1,29 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 1,50 \text{ m}$$

On aura donc, $S = B \times L = 1,5 \times 17,7 = 26,65 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 26,65 \times 7 = 185,85 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 185,85 + 47,84 = 233,69 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 20 \times 17,7 = 354 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{233,69}{346} = 0,66 = 66\%$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 66 %

- ❖ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VI-4- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI-4-1- Pré dimensionnement du radier :**VI-4-1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

VI-4-1- 2 Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.04 \text{ m}$$

Hr=110 cm

VI-4-1-3 Selon la condition forfaitaire :

a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,625 \leq h \leq 1$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'après ces conditions, nous adopterons $h_r = 100\text{cm}$.

b) *Sous poteaux :*

❖ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

Soit $h_d = 30\text{ cm}$

❖ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

Soit $h_n = 110\text{ cm}$

Largeur :

$$0,4h_n < b_n < 0,7h_n \quad 0,4 \times 110 < b_n < 0,7 \times 110$$

$$44 < b_n < 77$$

On prend : **$b_n = 60\text{cm}$**

❖ **Conclusion :**

On optera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $h_{\text{ner}} = 110\text{ cm}$

Hauteur de la dalle $h_{\text{dalle}} = 30\text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_{\text{ner}} = 60\text{ cm}$

VI-4-2- Détermination des efforts :

- **Charges revenant a la Superstructure :**

$$G = 27400 \text{ KN}$$

$$Q = 5712.10 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$L'ELU: \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 45558,15 \text{ kN}$$

$$L'ELS: \quad N_s = G + Q = 33112,1 \text{ kN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

$$L'ELU: \quad S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{45558,15}{1,33 \times 200} = 171,27 \text{ m}^2$$

$$L'ELS: \quad S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{333112,1}{200} = 165,56 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 171,27 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 354 \text{ m}^2 > S_{rad} = 171,27 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donne que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal

-Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 55 \text{ cm}$

la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = (20,4 + 0,55) \times (17,7 + 0,55) = 382,33 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente :**

Poids de radier :

$$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle Flottante}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 382,33 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{2867,47 \text{ kN}}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = \{b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \times \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = \{0,60 \times (1,1 - 0,30) \times (20,4 \times 6 + 17,7 \times 7)\} \times 25 = \mathbf{2955,6 \text{ kN}}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 382,33 \times 0,10 \times 25 = \mathbf{955,82 \text{ kN}}$$

- Poids de TVO:

$$P_{\text{T.V.O}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho_b$$

$$P_{\text{T.V.O}} = (382,33 - 232) \times (0,8 - 0,1) \times 17 = \mathbf{1788,92 \text{ kN}}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 2867,47 + 2955,6 + 955,82 + 1788,92 = \mathbf{8567,81 \text{ kN}}$$

- **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = \mathbf{5712,10 \text{ kN}}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 4 \times 382,33 = \mathbf{1529,32 \text{ kN}}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 8567,81 + 27400 = \mathbf{35967,81 \text{ kN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 1529,32 + 5712,08 = \mathbf{7241,4 \text{ kN}}$$

- **Combinaison d'actions:**

$$N_u_{\text{total}} = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q_{\text{tot}} = \mathbf{59418,64 \text{ kN}}$$

$$N_s_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = \mathbf{43209,21 \text{ kN}}$$

VI-4-3- Vérification :

- **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{59941,64 \times 1}{382,33} \times \frac{5}{2} = 388,53\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{388,53}{1 \times 0,27} = 1439\text{ kN/m}^2 = 1,4\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

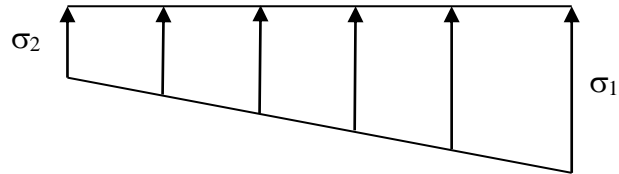
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Fig. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,475m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,125m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 10611,86m^4$$

$$I_{yy} = 13984,07m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{XX} = 31948,88 + 1763,6 \times 1,1 = 33888,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{YY} = 33165,73 + 1809,3 \times 1,1 = 35155,96 \text{ kN.m}$$

• Sens longitudinal de sous-sols :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{59418,64}{382,33} + \frac{33888,84}{13984,07} \times 10,475 = 180,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{59418,64}{382,33} - \frac{33888,84}{13984,07} \times 10,475 = 130,03 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180,80 + 130,03}{4} = 168,11 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{43209,21}{382,33} + \frac{33888,84}{13984,07} \times 10,475 = 138,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{43209,21}{382,33} - \frac{33888,84}{13984,07} \times 10,475 = 87,63 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138,40 + 87,63}{4} = 125,70 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

• Sens transversal du sous-sol :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{59418,64}{382,33} + \frac{35155,96}{10611,86} \times 9,125 = 185,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{59418,64}{382,33} - \frac{35155,96}{10611,86} \times 9,125 = 125,18 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185,64 + 125,18}{4} = 170,53 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{43209,21}{382,33} + \frac{35155,96}{10611,86} \times 9,125 = 143,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{43209,21}{382,33} - \frac{35155,96}{10611,86} \times 9,125 = 83,37 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 143,24 + 83,37}{4} = 128,27 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	180,80	130,03	168,11	138,40	87,63	125,70	OK
Y - Y	185,64	125,18	170,53	143,24	83,37	128,27	OK

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la stabilité du radier est vérifiée.

VI-4-4- Ferrailage du radier :

1- Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

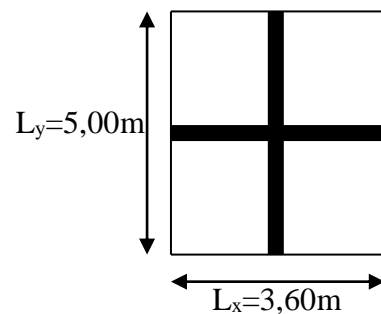
a) Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,60 \text{ m} ; L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,72$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170,53 - \frac{8567,81}{382,33} = 145,50 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 128,27 - \frac{8567,81}{382,33} = 105,86 \text{ kN/m}^2$$

b) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 145,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0658 \\ U_y = 0,464 \end{cases}$$

c) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0658 \times 145,50 \times (3,60^2) = 124,07 \text{ kN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,464 \times 124,07 = 57,57 \text{ kN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

❖ **Ferraillage dans le sens x - x :**• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 124,07 = -62,035 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62,035 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,06 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{62,035 \times 10^6}{0,969 \times 27 \times 34,8} = 6,81 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA12/ml = 7,92 cm²/ml** avec un espacement de **14,5 cm**

• **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 124,07 = 93,05 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{93,05 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392$$

La section est simplement armée SSA

$$\mu_u = 0,09 \rightarrow \beta = 0,953 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{93,05 \times 10^3}{0,953 \times 27 \times 34,8} = 10,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14/ml = 10,78 cm²/ml** Avec : **S_t = 14,5cm**

❖ Ferrailage dans le sens y - y :

• Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 57,57 = -28,785 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,785 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0028 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0028 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,785 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 17 cm**

• En travée :

$$M_t = 0,75 \times 57,57 = 43,17 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43,17 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43,17 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 17 cm**

Tableau VI-2-:Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	7HA12/ml = 7,92 cm ² /ml St=14,5cm	6HA12 /ml = 6,78 cm ² /ml St=17cm
Armatures en travées	7HA14/ml = 10,78 cm ² /ml St=14,5cm	6HA12/ml = 6,78 cm ² /ml St=17cm

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VI-2- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec: } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

❖ **Sens xx**

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 110 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,72}{2} \right) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens yy :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 110 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8-2. 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.

❖ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14,5 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h^2; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8-3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2619}{3 \times 5} = 174,6 \text{ KN} \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 2619 \text{ kN/m}^2$$

- Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2619}{2 \times 5 + 3,6} = 192,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{192,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,713 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0,713 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

9) Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$v = 0,2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{5} = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,608 \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0719 \times 105,86 \times 3,60^2 = 98,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,608 \times 98,64 = 59,97 \text{ kN.m}$$

- Sens x-x :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 98,64 = -49,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 98,64 = 73,98 \text{ kN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 59,97 = -29,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 59,97 = 44,98 \text{ kN.m}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10,78}{100 \times 27} = 0,39$$

$$\rho_1 = 0,39 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,904$$

$$; \alpha_1 = 0,288$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,288}{15(1-0,288)} = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{73,98 \times 10^{-3}}{0,904 \times 0,27 \times 10,78 \times 10^{-4}} = 281,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 281,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,024 \times 281,17 = 6,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 281,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII-3. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

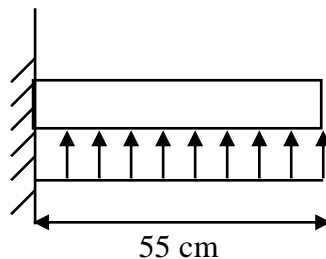


Fig. : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- A l'ELU :

$$q_u = 145,50 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{147,24 \times 0,65^2}{2} = -22 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 105,86 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{105,86 \times 0,55^2}{2} = -16,01 \text{ kN.m}$$

2. Calcul des armatures

- Armatures principales :

$B=1\text{m}$; $d=27\text{cm}$; $f_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,019 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,15\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = $A_s = 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$**

3. Vérification à l'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26\text{cm}^2$$

$A_{\min}=3,26\text{cm}^2 > A_s=3,14\text{ cm}^2$ On adopte **4 HA12= 4,52 cm²**

avec un espacement $S_t= 25\text{ cm}$

- Armatures de répartition :

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

Soit : **$A_r = 4\text{HA12} = 4,52\text{ cm}^2$** avec un espacement de **25 cm/ml**.

4. Vérification à l'ELS :

- ❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 ; \alpha_1 = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,201}{15(1-0,201)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,01 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 140,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 140,61 = 2,39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 140,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII-4-5-3 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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.

a) Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités a fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

a-1) Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

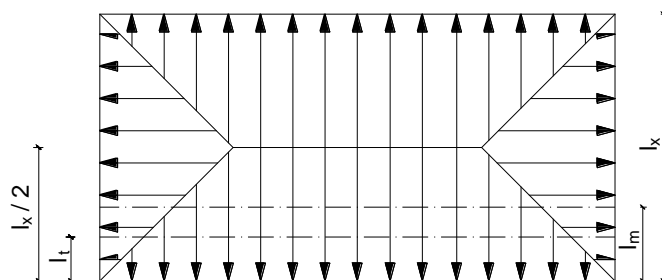


Fig : Répartition trapézoïdale

a-2) Le Chargement simplifié

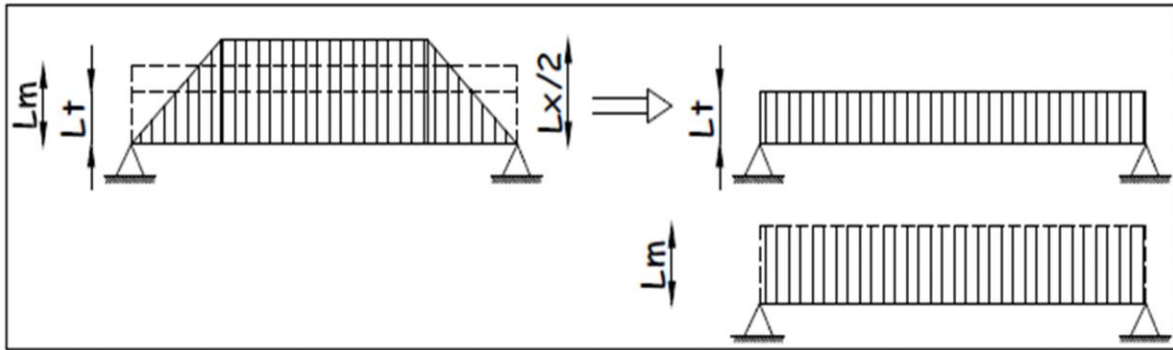


Fig : Présentation du chargement simplifié

a-3) Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

b) Charges à considérer

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\}$$

pour les moments flechissants

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\}$$

Pour les efforts tranchantes

Détermination des charges

❖ ELU

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(145,50 - \frac{8567,81}{382,33} - \frac{2955,6}{232} \right) = 110,35 \text{ kN/m}^2$$

❖ ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(105,86 - \frac{8567,81}{382,33} - \frac{2955,6}{232} \right) = 70,71 \text{ kN/m}^2$$

d) Calcul des charges

Pour tous les panneaux $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

d-1) Sens longitudinal

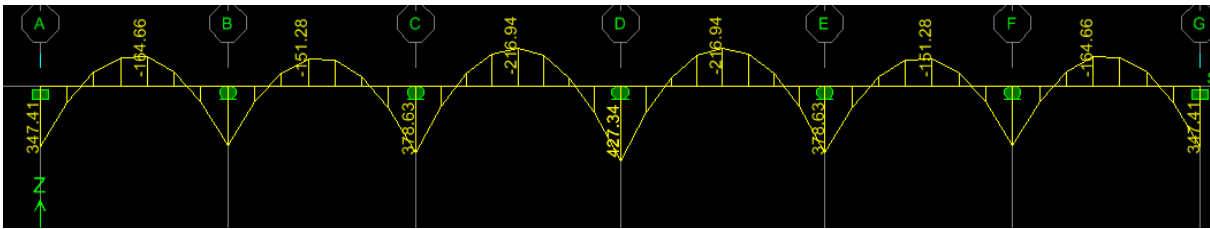
Tableau VII-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3,30	3	0,909	trapézoïdale	1,20	0,90	145,50	105,86	174,6	379,76	127,03	276,29	130,95	292,30	95,27	212,77
	2	3,30	5	0,66	trapézoïdale	1,41	1,11	145,50	105,86	205,16		149,26		161,51		117,50	
B-C	1	3,30	3	0,909	trapézoïdale	1,20	0,90	145,50	105,86	174,6	379,76	127,03	276,29	130,95	292,30	95,27	212,77
	2	3,30	5	0,66	trapézoïdale	1,41	1,11	145,50	105,86	205,16		149,26		161,51		117,50	
C-D	1	3,60	3	0,83	trapézoïdale	1,39	1,05	145,50	105,86	202,25	382,67	147,15	278,48	152,78	320,73	111,15	232,89
	2	3,60	5	0,72	trapézoïdale	1,24	1,15	145,50	105,86	180,42		131,27		167,33		121,74	
D-E	1	3,60	3	0,83	trapézoïdale	1,39	1,05	145,50	105,86	202,25	382,67	147,15	278,48	152,78	320,73	111,15	232,89
	2	3,60	5	0,72	trapézoïdale	1,24	1,15	145,50	105,86	180,42		131,27		167,33		121,74	
E-F	1	3,30	3	0,909	trapézoïdale	1,20	0,90	145,50	105,86	174,6	379,76	127,03	276,29	130,95	292,30	95,27	212,77
	2	3,30	5	0,66	trapézoïdale	1,41	1,11	145,50	105,86	205,16		149,26		161,51		117,50	
F-G	1	3,30	3	0,909	trapézoïdale	1,20	0,90	145,50	105,86	174,6	379,76	127,03	276,29	130,95	292,30	95,27	212,77
	2	3,30	5	0,66	trapézoïdale	1,41	1,11	145,50	105,86	205,16		149,26		161,51		117,50	

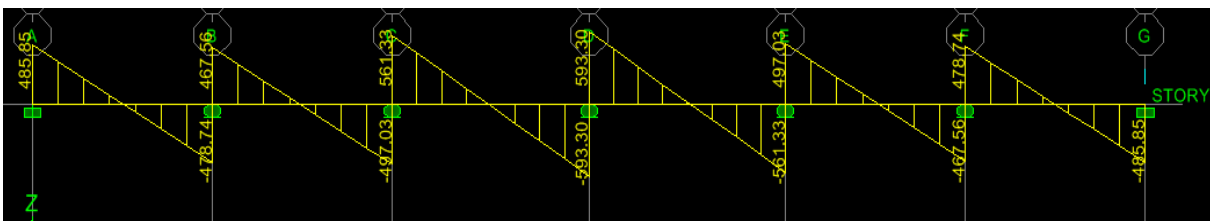
d-1-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

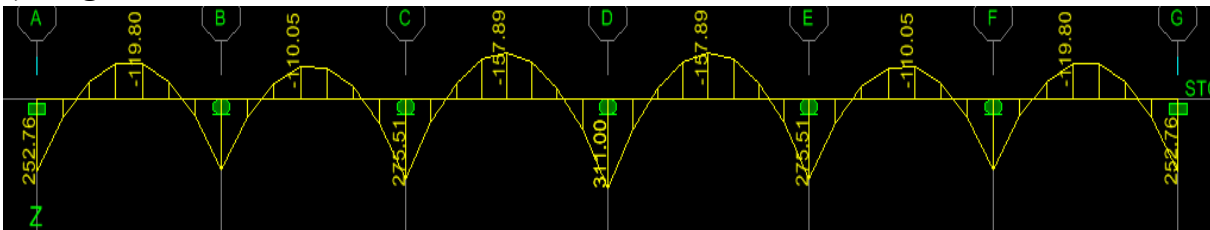
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



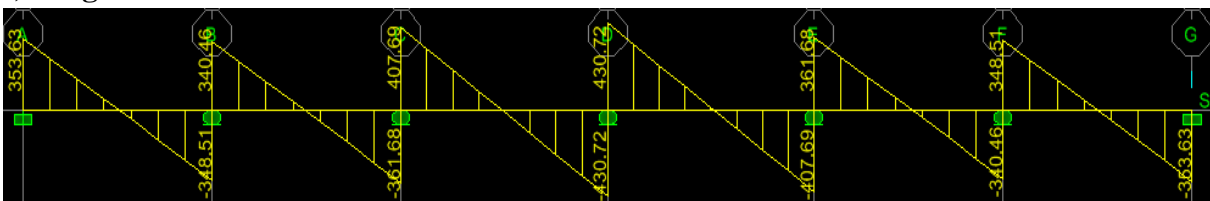
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-1-2) Le ferrailage a' L'ELU

- $M_t^{max} = 216,94 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 427,34 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60 \text{ cm} \\ h_n = 110 \text{ cm} \\ d = 107 \text{ cm} \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ **Aux appuis**

$M_a = 427,34 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{427,34 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,044 \implies \beta = 0,978 \implies A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{427,34 \times 10^3}{0,978 \times 107 \times 348} = 11,73 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA16 = 12,06 cm² avec : S_t = 10 cm

❖ **En travée**

$M_t = 216,94 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{216,94 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,022 \implies \beta = 0,990 \implies$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{216,94 \times 10^3}{0,990 \times 107 \times 348} = 5,88 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA14 = 9,24 cm² avec : S_t = 10 cm

d-2) Sens transversal

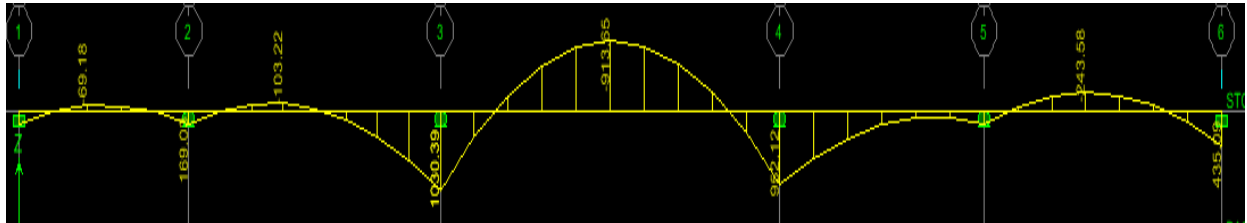
Tableau VII-7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moments fléchissant				Efforts tranchants			
										Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s
1-2	1	2,5	3,6	0,69	trapézoïdale	1,05	0,82	147,24	103,24	154,60	309,20	108,40	216,80	120,73	241,46	84,65	169,30
	2	2,5	3,6	0,69	trapézoïdale	1,05	0,82	147,24	103,24	154,60		108,40		120,73		84,65	
2-3	1	3,7	3,6	0,97	trapézoïdale	1,26	0,95	147,24	103,24	185,52	371,04	130,08	260,16	139,87	279,74	98,07	196,14
	2	3,7	3,6	0,97	trapézoïdale	1,26	0,95	147,24	103,24	185,52		130,08		139,87		98,07	
3-4	1	5	3,6	0,72	trapézoïdale	2,07	1,6	147,24	103,24	304,78	609,57	213,70	427,40	235,58	471,16	165,18	330,36
	2	5	3,6	0,72	trapézoïdale	2,07	1,6	147,24	103,24	304,78		213,70		235,58		165,18	
4-5	1	3	3,6	0,83	trapézoïdale	1,15	1,46	147,24	103,24	169,32	338,65	118,72	237,44	214,97	429,94	150,73	301,46
	2	3	3,6	0,83	trapézoïdale	1,15	1,46	147,24	103,24	169,32		118,72		214,97		150,73	
5-6	1	3,5	3,6	0,97	trapézoïdale	1,20	0,9	147,24	103,24	176,68	353,37	123,88	247,76	132,51	265,02	92,92	185,84
	2	3,5	3,6	0,97	trapézoïdale	1,20	0,9	147,24	103,24	176,68		123,88		132,51		92,92	

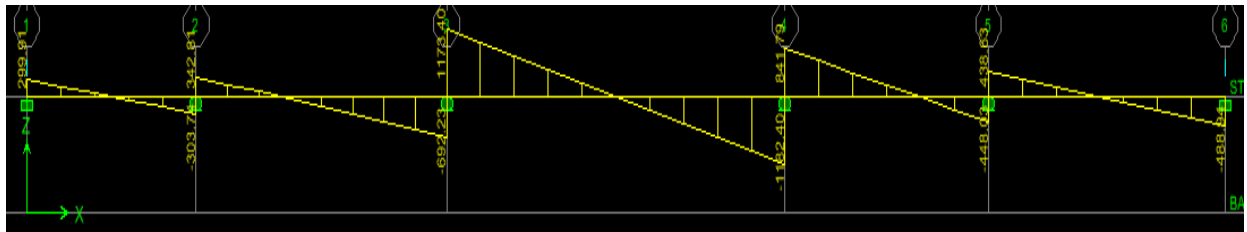
d-2-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

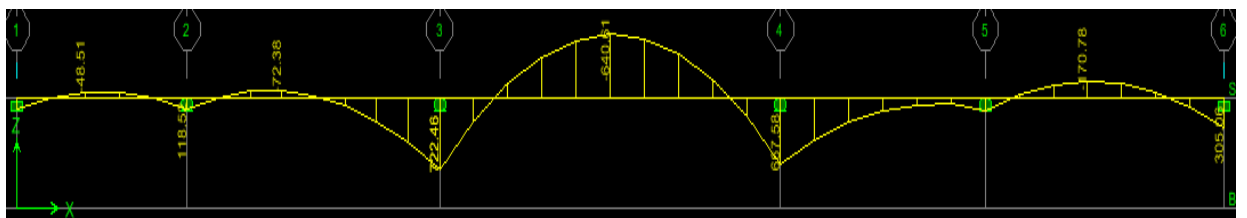
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



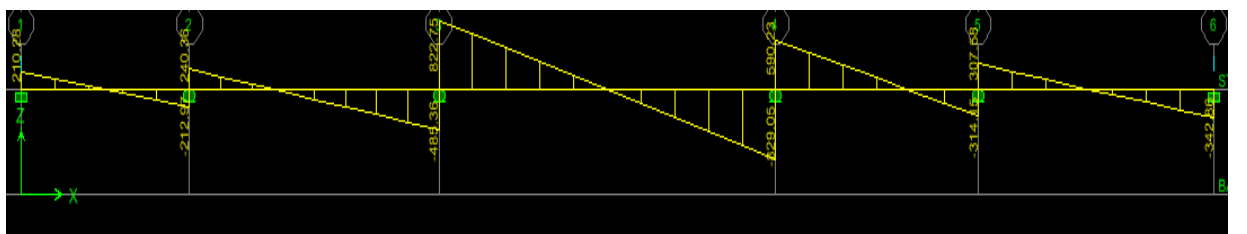
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-2-2) Le ferrailage AL'ELU

- $M_t^{\max} = 913,55 \text{ kN.m}$
- $M_a^{\max} = 1030,39 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60 \text{ cm,} \\ h_n = 110 \text{ cm,} \\ d = 107 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ Aux appuis

$$M_a = 1161 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1030,39 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,10 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,10 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,947$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1030,39 \times 10^3}{0,947 \times 107 \times 348} = 29,22 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA20 filante+ (6HA16) Chapeaux= 30,90 cm²

❖ En travée

$$M_t = 661,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{913,55 \times 10^6}{600 \times 1070^2 \times 14,2} = 0,10 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,10 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,947$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{913,55 \times 10^3}{0,947 \times 107 \times 348} = 25,90 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA20 filante+ (6HA16) Chapeaux= 30,90 cm²,

VII-4-5-3-1) Vérifications à l'ELU

a) Condition de fragilité

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 60 \times 107 \times 2,1}{400} = 7,75 \text{ cm}^2$$

a-1) sens longitudinal :

- ❖ Aux appuis : $A_{sa} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
- ❖ En travée : $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

a-1) sens transversal :

- ❖ Aux appuis : $A_{sa} = 30,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
- ❖ En travée : $A_{st} = 30,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 593,30 \text{ kN}$ \longrightarrow sens xx
 $T_{u \max} = 1173,40 \text{ kN}$ \longrightarrow sens yy

$$\tau_u = \frac{593,30 \times 10^3}{600 \times 1070} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{1173,40 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 10 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : 4 cadres de ϕ_{10} \longrightarrow $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

❖ Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{27,5; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

❖ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5\text{cm}$$

Soit $S_t=15\text{cm}$ en zone courante.

d) La quantité d'armatures transversales

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8\text{cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,7\text{cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII-4-5-3-2) Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII-8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Travée	216,94	157,89	1,37	0,022	0,0279	0,435	Condition vérifiée
	Appui	427,44	311,00	1,37	0,044	0,0562	0,435	Condition vérifiée
Y-Y	Travée	913,55	640,61	1,37	0,094	0,1236	0,435	Condition vérifiée
	Appui	1030,39	722,46	1,37	0,10	0,1320	0,435	Condition vérifiée

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

b) Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3Vcm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

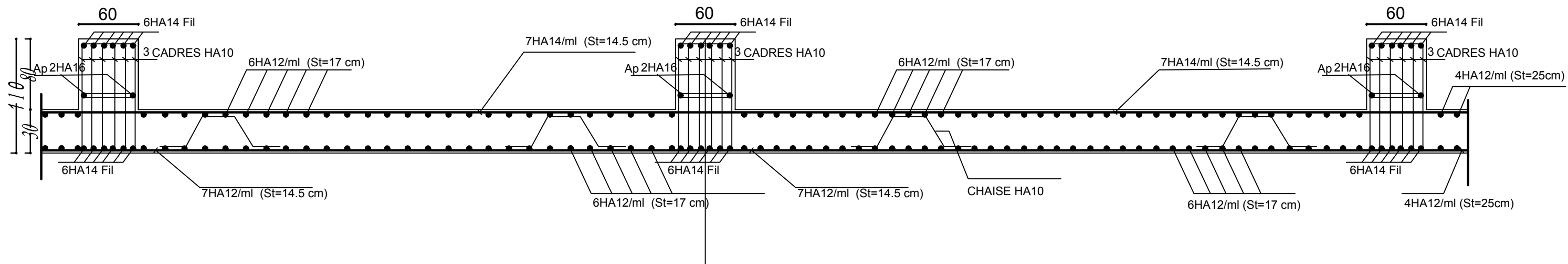
En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 110 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 1,10} = 2,72 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 1,36 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$ / parois.

Sens xx



Sens YY

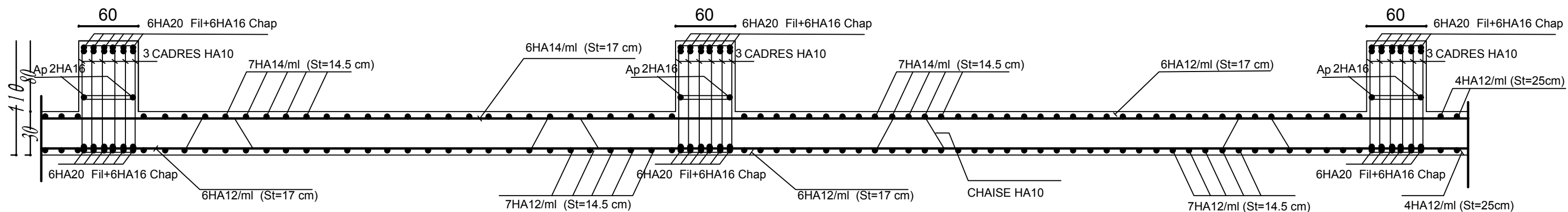


Schéma de ferrailage de l'infrastructure

Chapitre VII : Etude du mur plaque

VII-1 Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure au égale 15 cm.

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 30 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

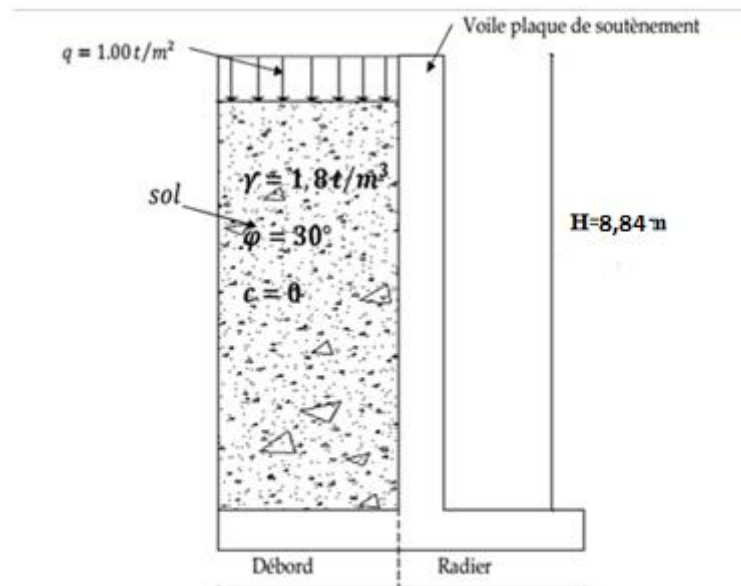


Schéma de voile plaque de soutènement

VII-2 Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_v et σ_h

σ_v : Contrainte verticale.

σ_h : Contrainte horizontale. :

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$$

Avec :

K_o : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

$$K_o = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

• **Calcul des sollicitations :**

ELU :

$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 1,5 \times 10 = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

$$h=8,84\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1,35 \times 18 \times 8,84 + 1,5 \times 10) 0,33 = 75,84 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

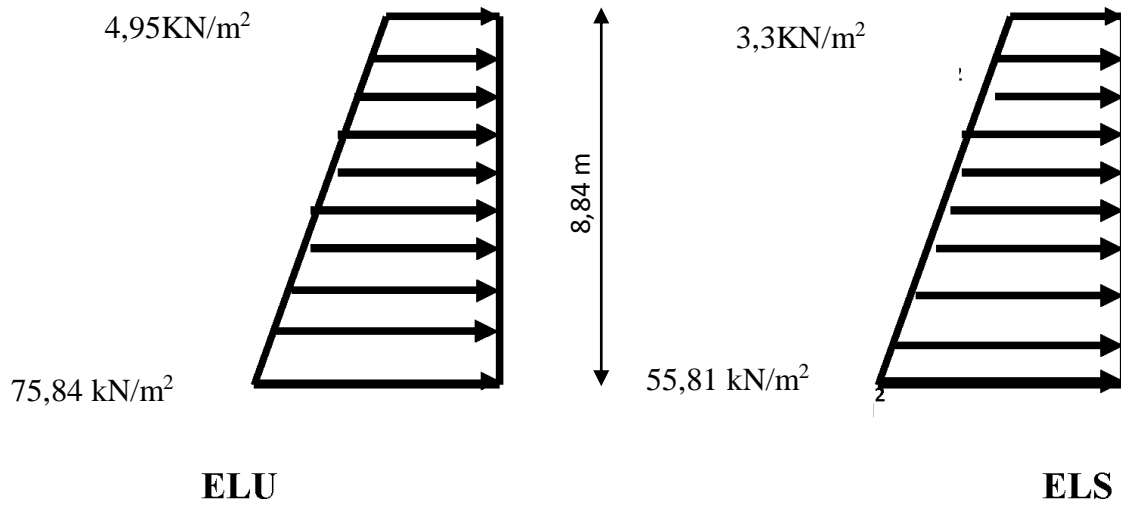
$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (\gamma \cdot h + q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 4,08 + 10) 0,33 = 55,81 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 75,84 + 4,95}{4} \times 1 = 58,12 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 55,81 + 3,3}{4} \times 1 = 42,68 \text{ kN/ml}$$

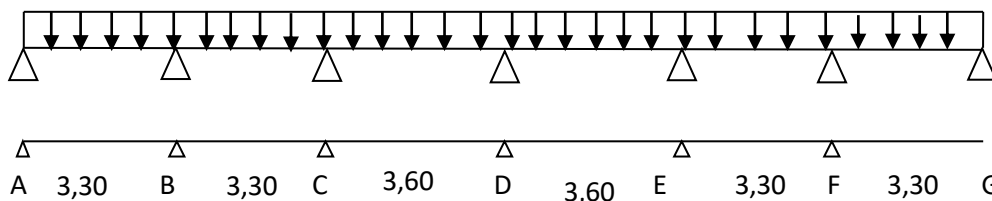
VII-2-1 Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque coté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Schéma statique :

Sens x-x :

$q_u = 58,12 \text{ kN/ml}$, $q_s = 42,68 \text{ kN/ml}$



VII-2-2 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : $0.85M_x$ et $0.75M_y$
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

VII-2-3 dentification des panneaux :

$$l_x = 4.00 m$$

$$l_y = 8,84 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{8,84} = 0,4; 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

a) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1094 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1094 \times 58,12 \times 3,6^2 = 82,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 82,40 = 20,60 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens x- x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 82,40 = 41,2 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 82,40 = 70,04 \text{ kN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 20,60 = 10,30 \text{ kN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 20,60 = 15,45 \text{ kN.m}$$

b) Calcul à l'ELS :

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0,1094 \times 42,68 \times 3,6^2 = 60,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,250 \times 60,51 = 15,13 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 60,51 = 30,26 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 60,51 = 51,33 \text{ kN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 15,13 = 7,57 \text{ kN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 15,13 = 11,35 \text{ kN.m}$$

VII-3 Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_U	μ_1	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	41,2	0,040	0,392	SSA	0,980	4,47	4,5	5HA14 = 7,70	20
	Travée	70,04	0,068	0,392	SSA	0,965	7,45	4,5	5HA14 = 7,70	20
YY	Appuis	10,30	0,01	0,392	SSA	0,995	1,02	4,5	5HA14 = 7,70	20
	travée	15,45	0,014	0,392	SSA	0,993	1,66	4,5	5HA14 = 7,70	20

Tableau 1- ferrailage du voile plaque de soutènement**VII-3-1 Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 100 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 30 cm).

VII-3-2 Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes :**

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	Appui	41,2	30,26	1,36	0,051	0,43	Vérifiée
	Travée	70,04	51,33	1,36	0,0881	0,43	Vérifiée
Sens y - y	appui	10,30	7,57	1,36	0,0126	0,43	Vérifiée
	travée	15,45	11,35	1,36	0,0176	0,43	Vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

b) Vérification de la flèche :

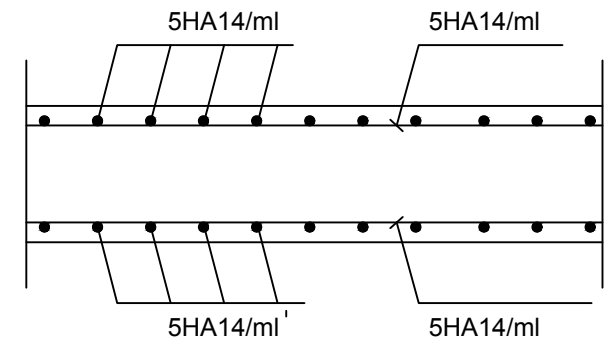
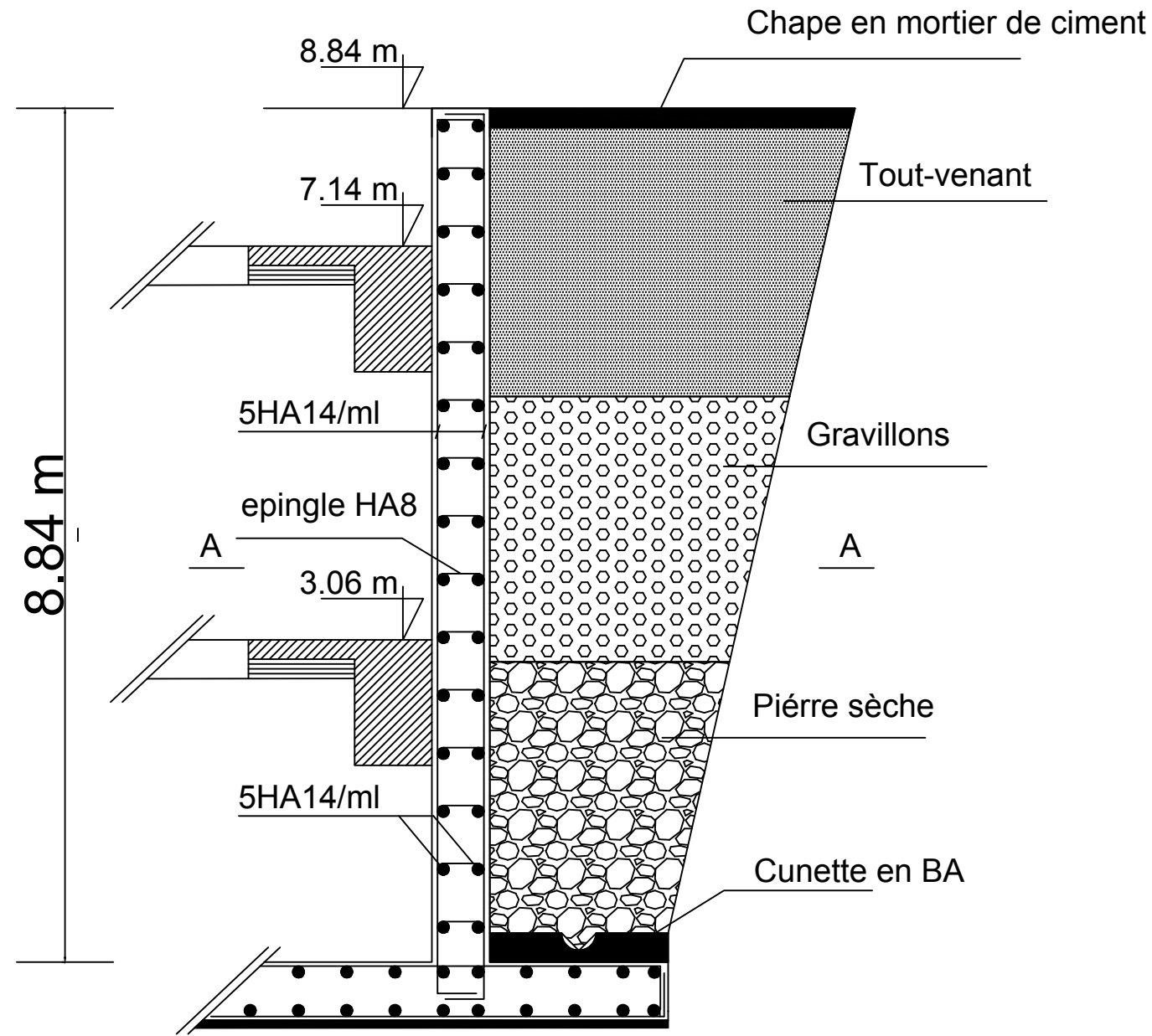
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{30}{408} = 0,0339 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{51,33}{20 \times 70,04} = 0,0366 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 27} = 0,0028 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



Coupe AA

Schéma ferrailage du mur plaque

Conclusion générale

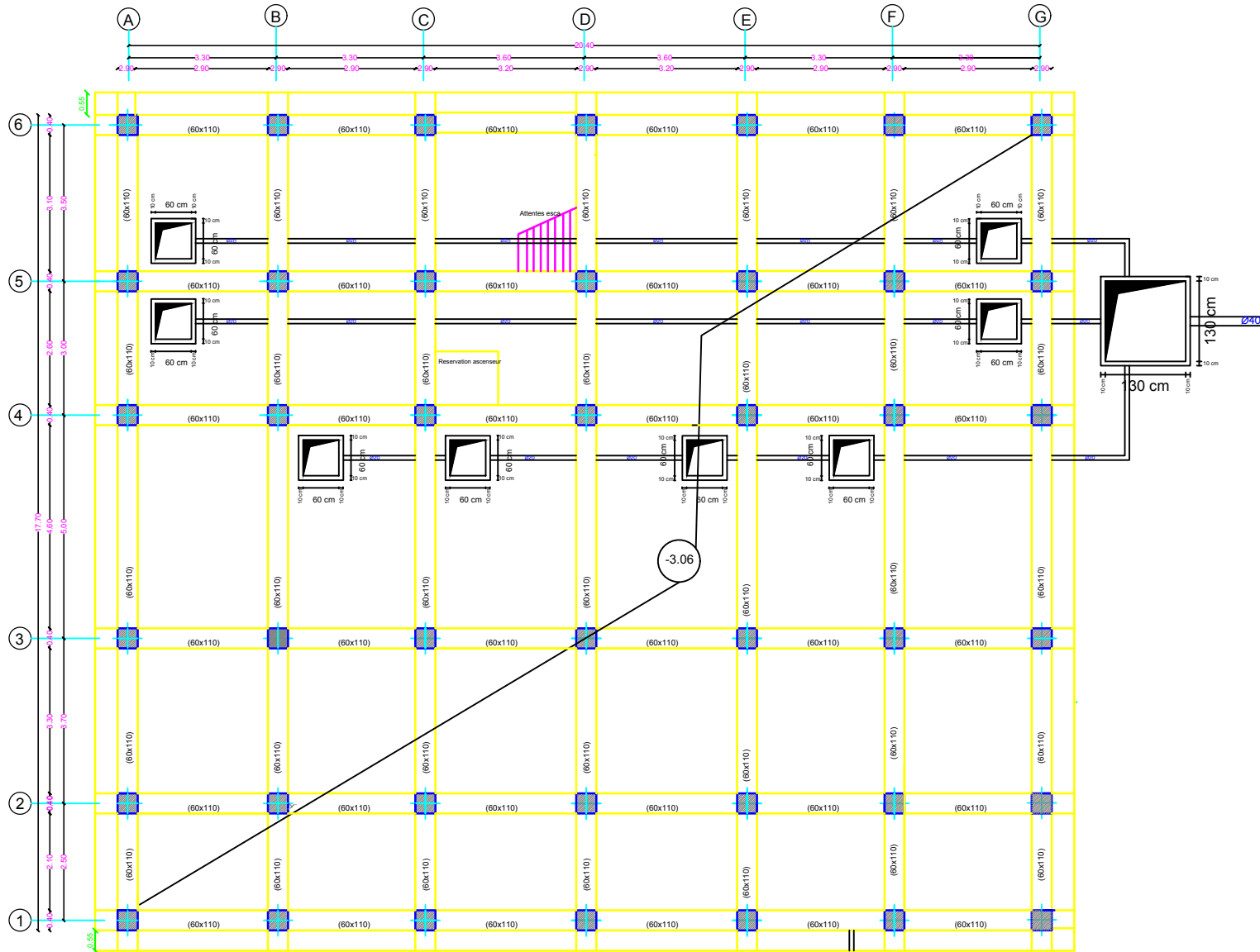
Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

Cette expérience nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

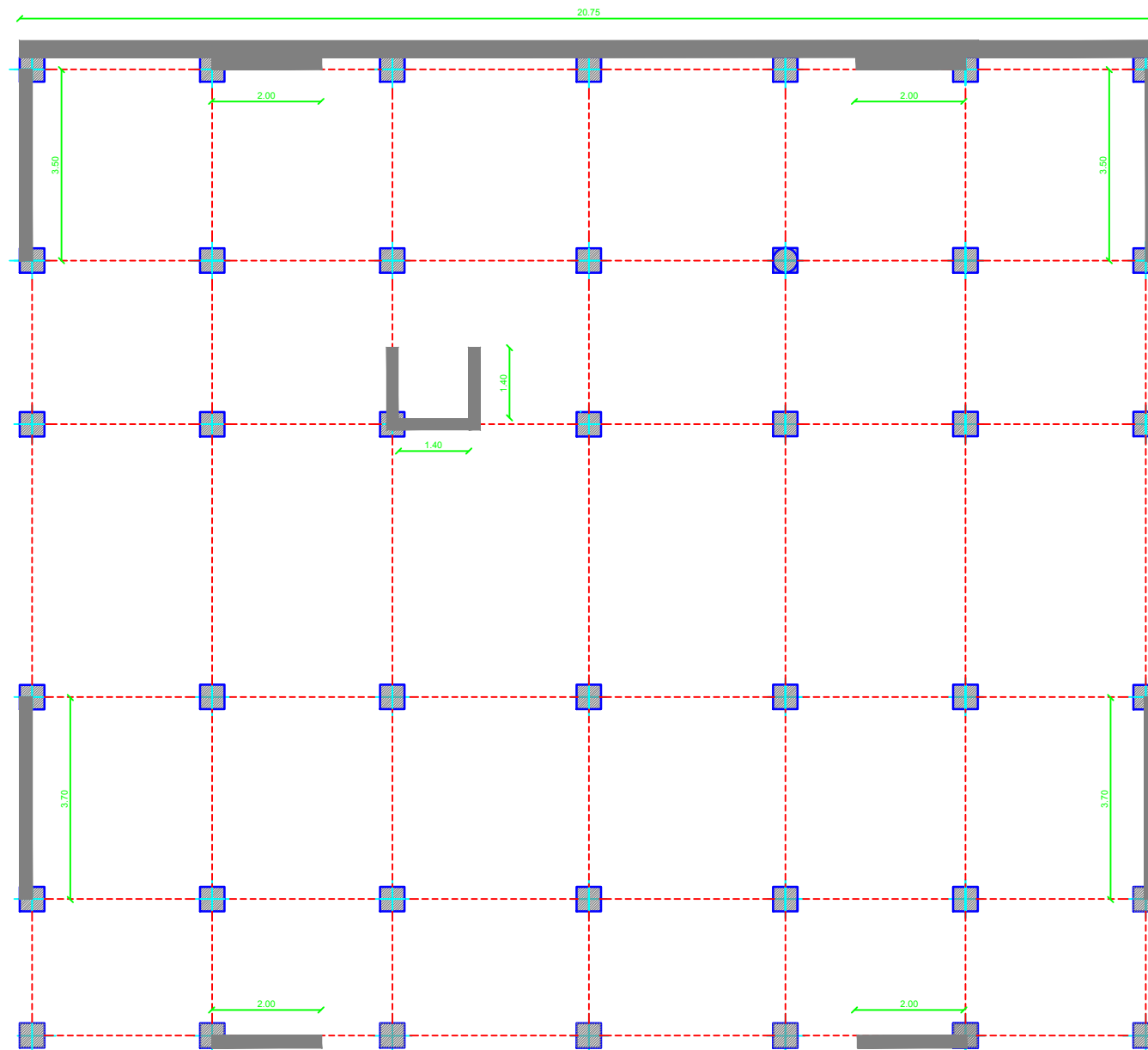
Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Plans d'exécution

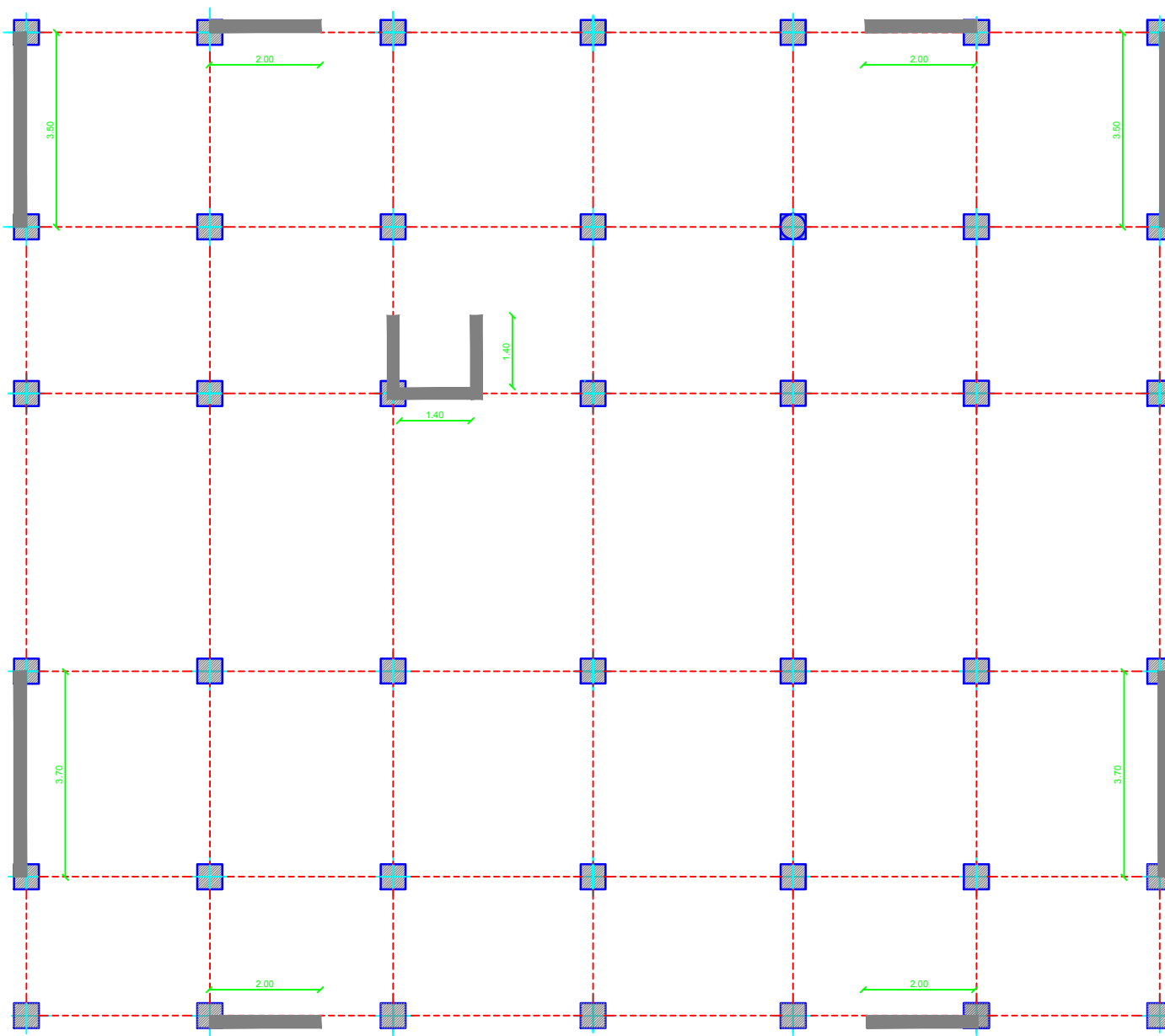
PLAN DE COFFRAGE FONDATION



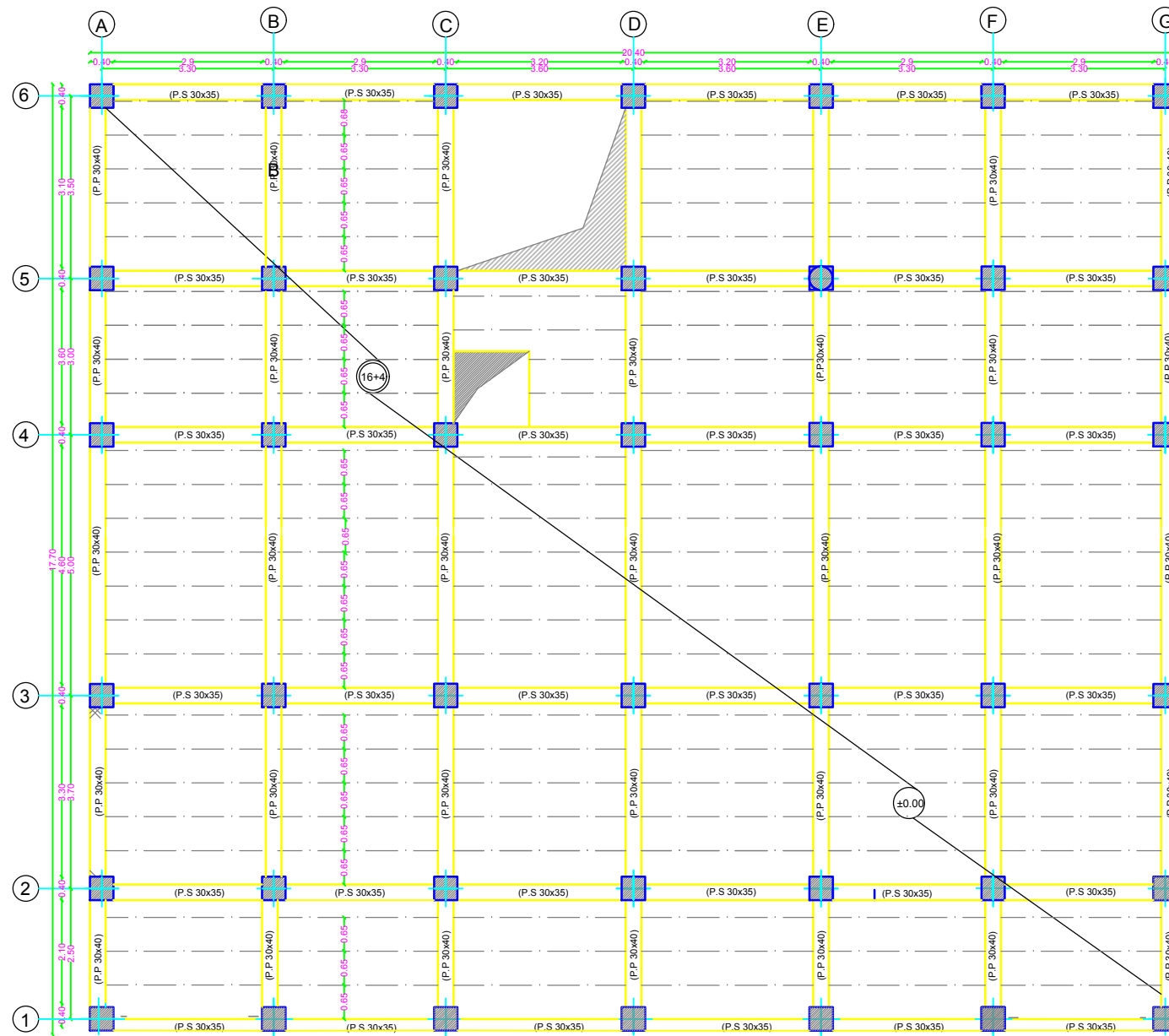
plan de répartition des voiles au niveau (-3.06 ; 0.00 ; 2.4)



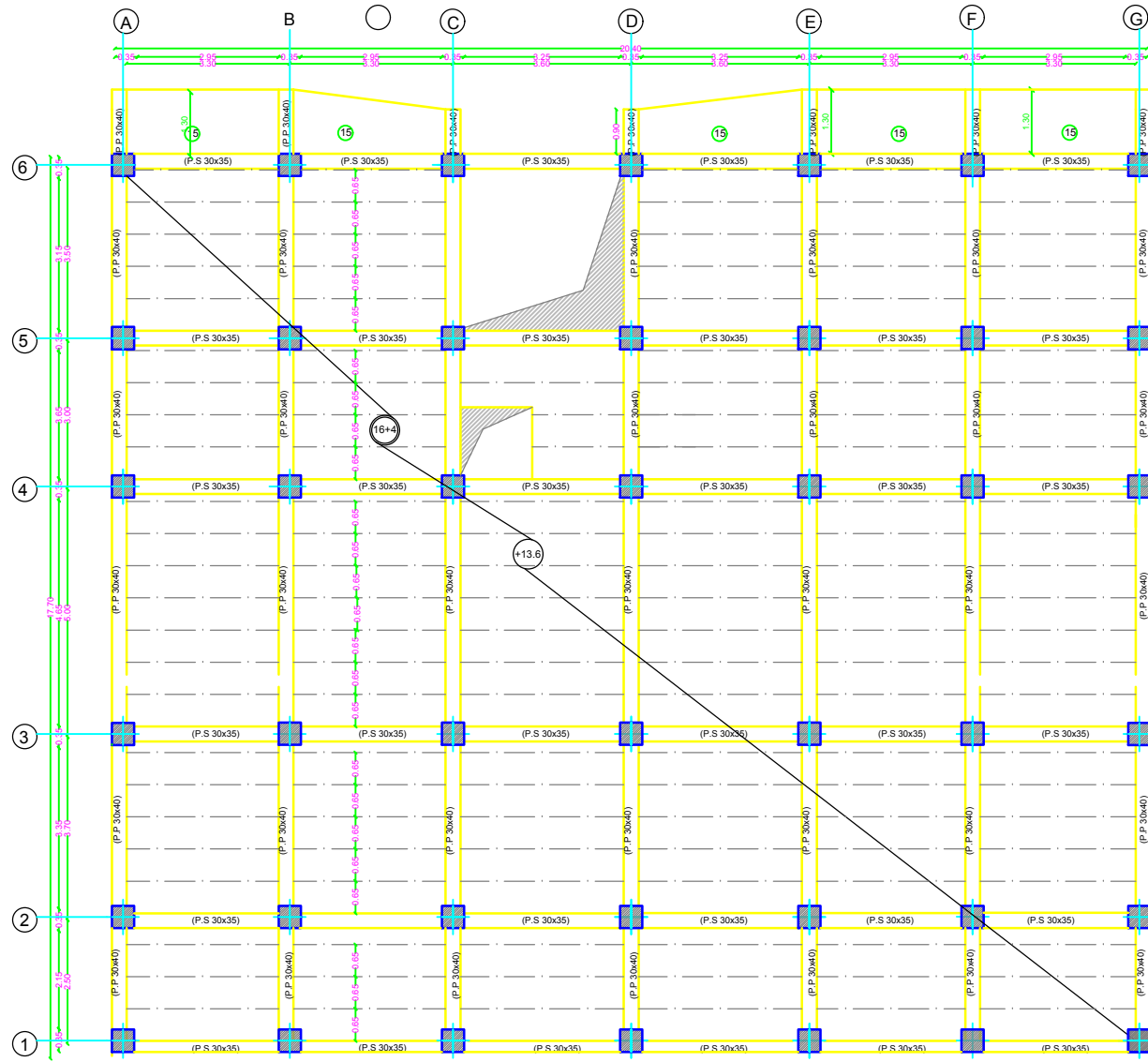
plan de répartition des voiles des autres niveaux

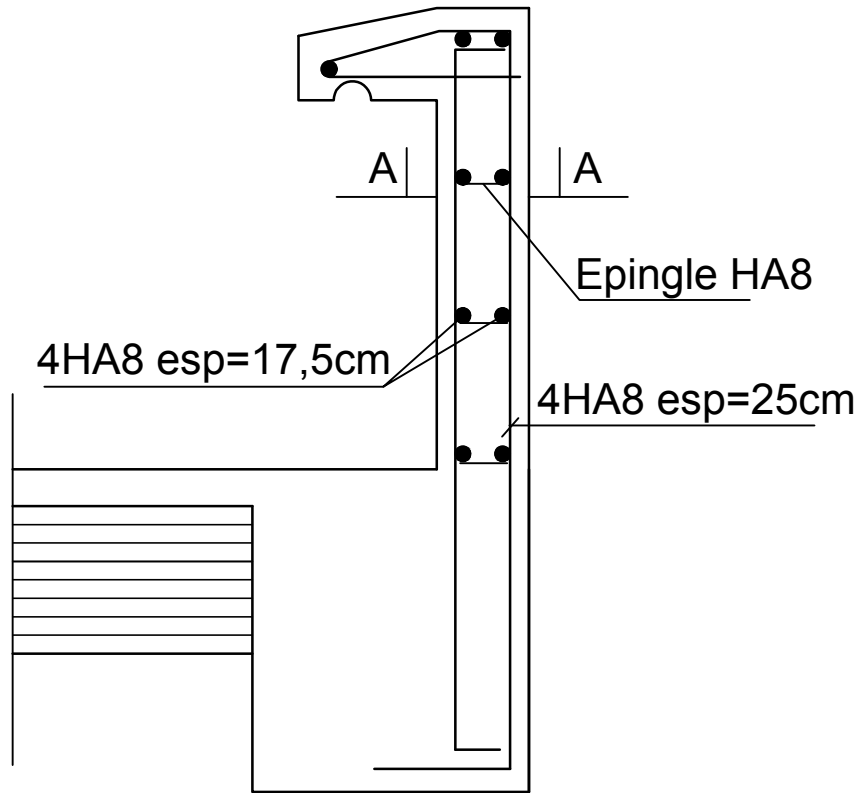


COFFRAGE PLANCHER (+0.00;+4.08)

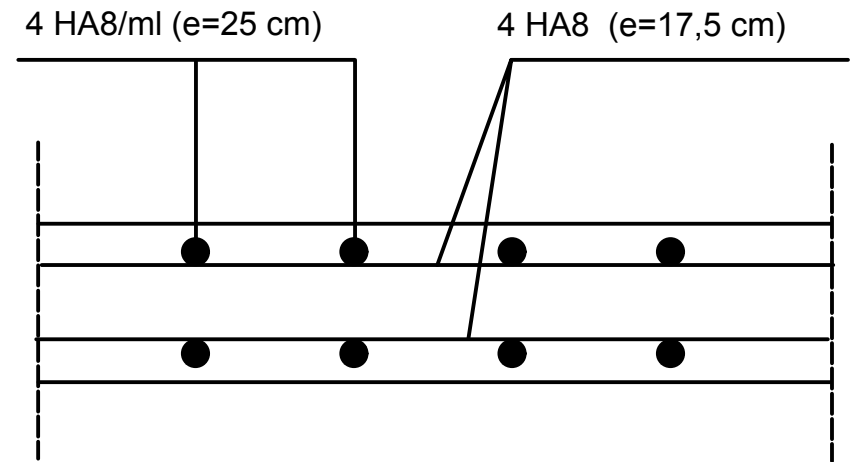


COFFRAGE PLANCHER (+13.60;+16.66;+19.72;+22.78)



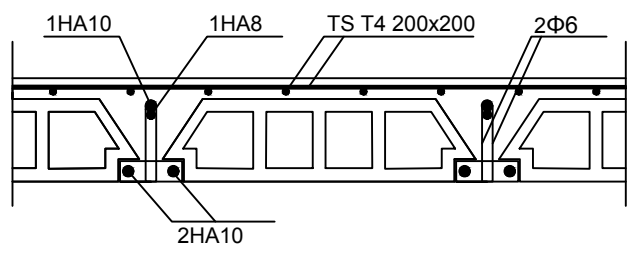
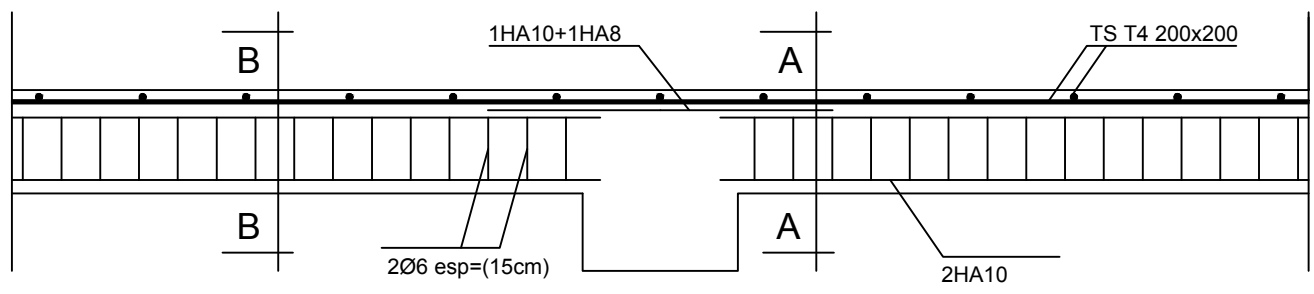


ferrailage de l'acrotère

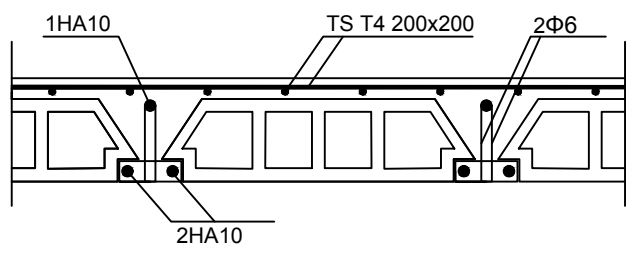


Coupe A-A

UMMTO		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage Acrotère	Plan 1	
Mme. SAIB		2018	



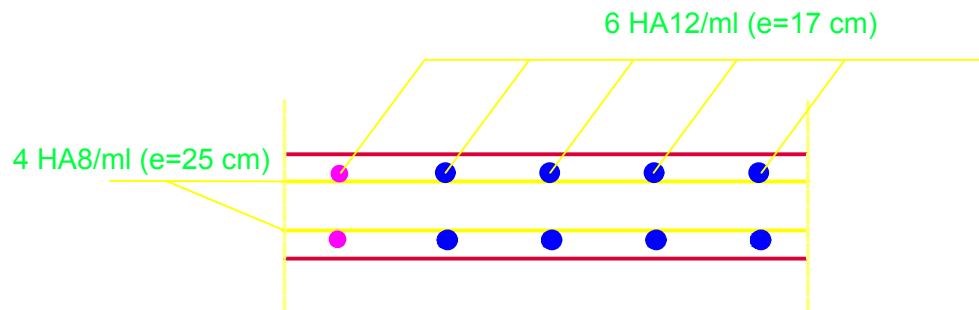
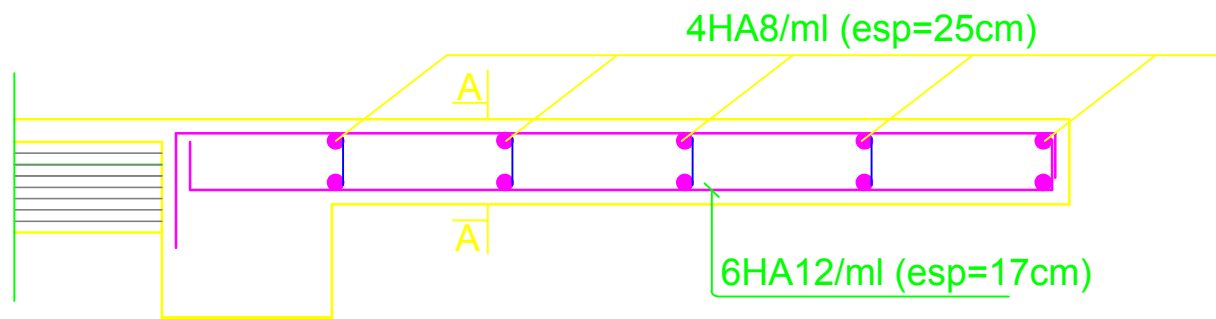
COUPE A-A



COUPE B-B

ferrailage du plancher

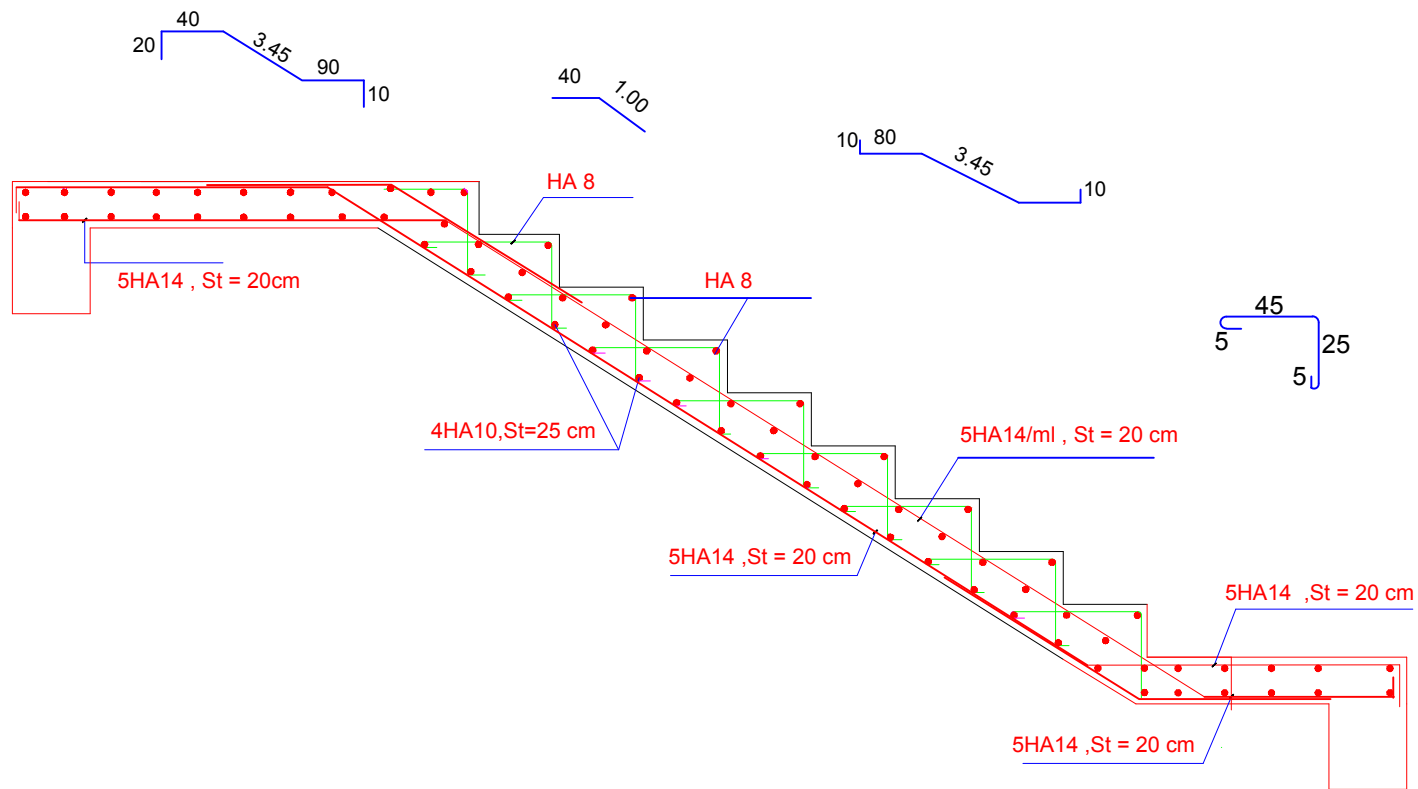
UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage Planchers	Plan 2	
Mme. SAIB		2018	



Coupe A-A

ferraillage du balcon

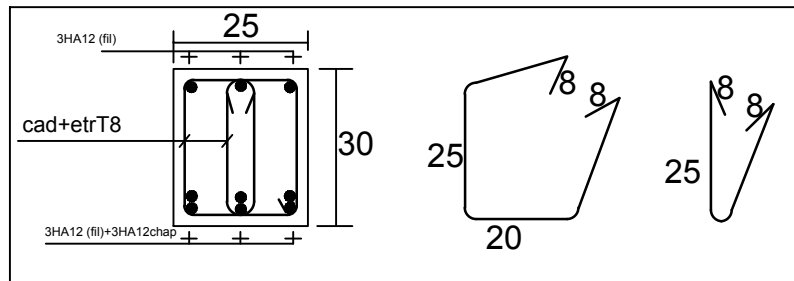
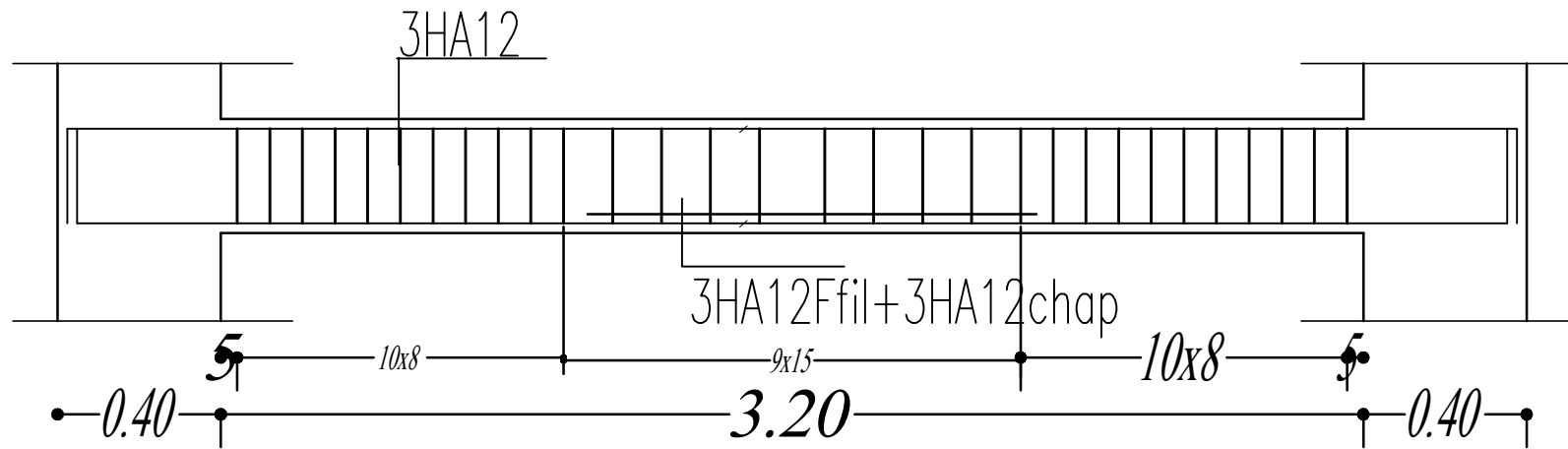
UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand		Plan de ferraillage Balcon	Plan 3
Mme. SAIB			2018



ferrailage des escaliers

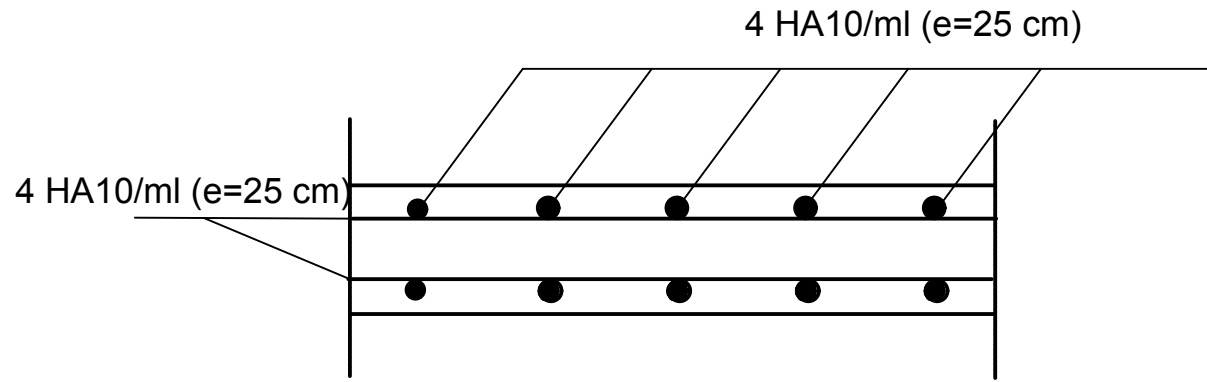
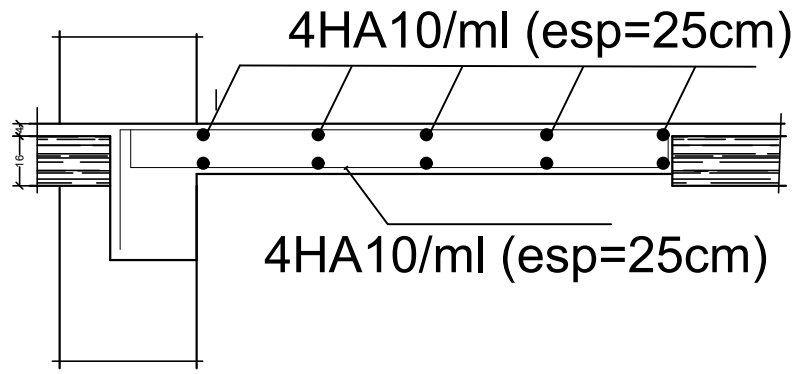
UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand		Plan de ferrailage Escaliers	Plan 4
Mme. SAIB			2018

POUTRE PALIERE



ferrailage de la poutre palière

UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage Poutre palière		Plan 5
Mme. SAIB			2018

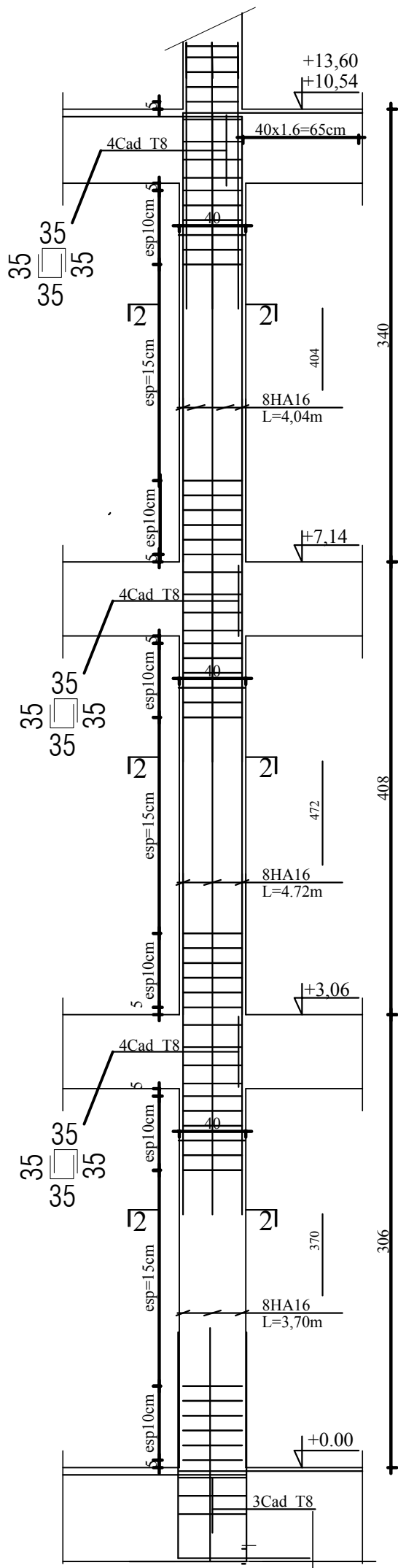


Coupe A-A

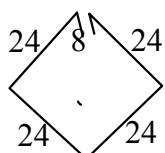
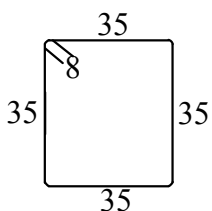
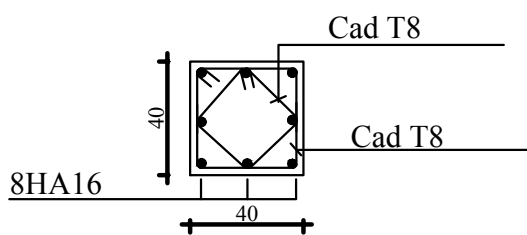
ferraillage de la salle machine

UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferraillage Salle machine		Plan 6
Mme. SAIB			2018

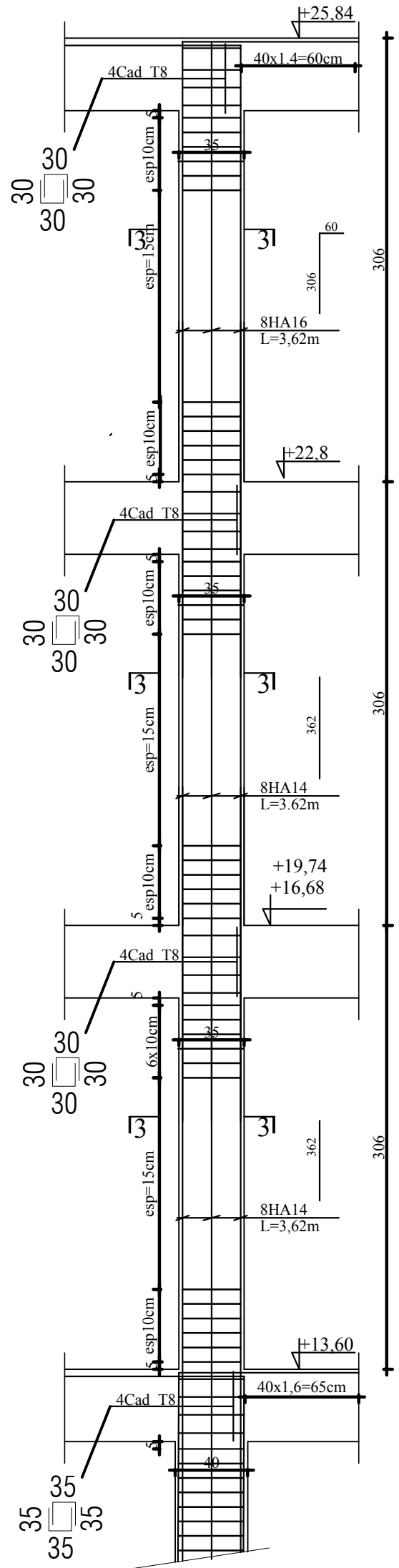
POTEAU 40*40



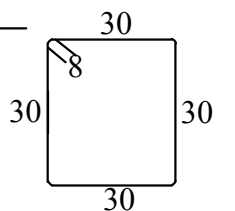
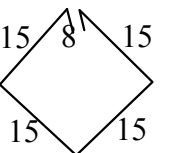
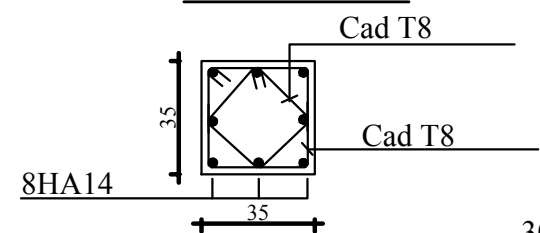
2--2



POTEAU 35*35

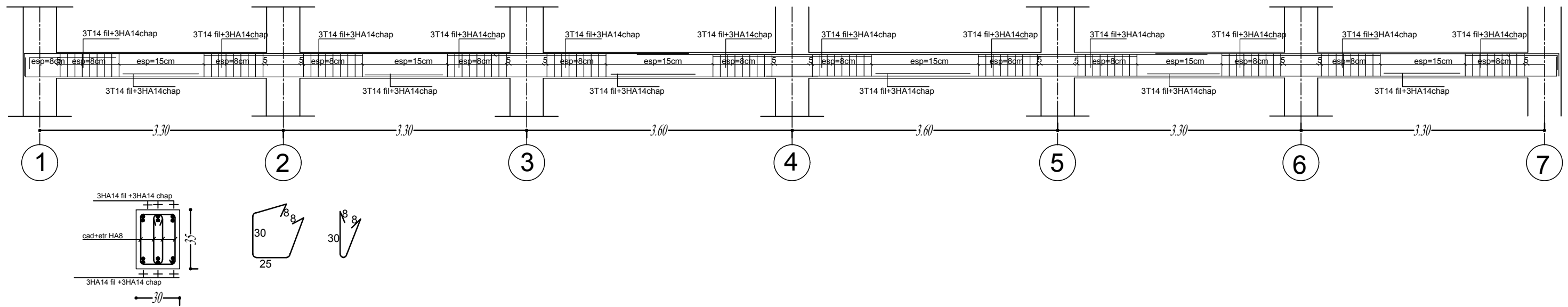


3--3

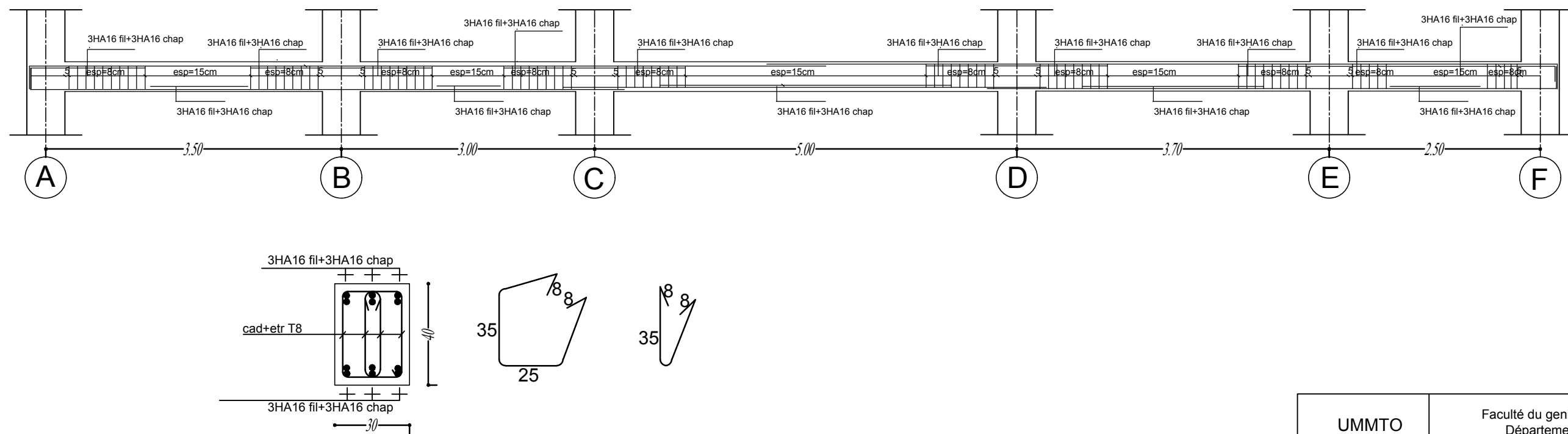


UMMTO	Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage des Poteaux	Plan 7
Mme. SAIB		2018

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (30x35)



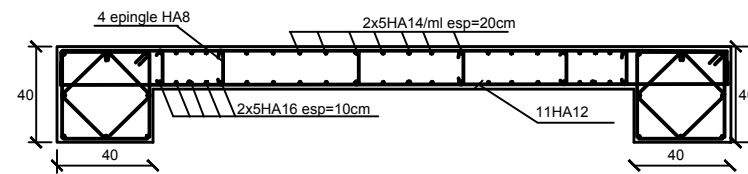
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (30x40)



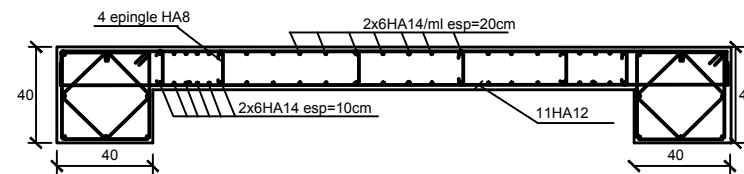
UMMTO	Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage des poutres	Plan 8
Mme. SAIB		2018

ZONE I

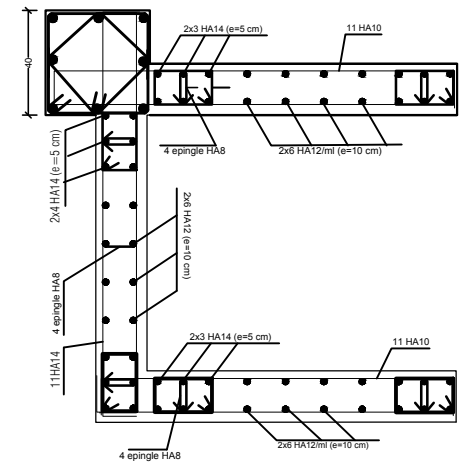
VT1



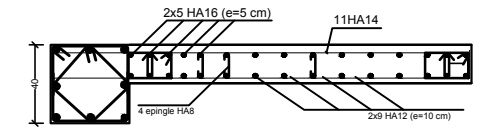
VT2



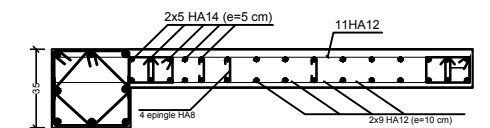
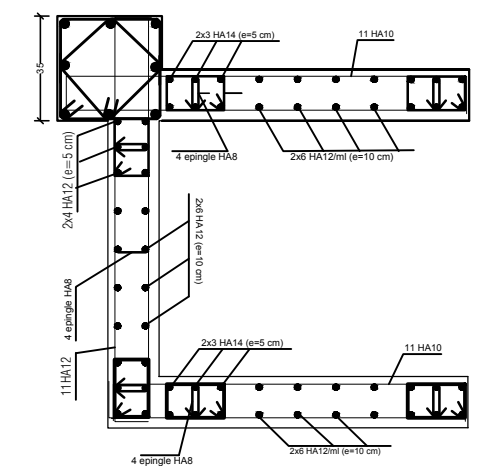
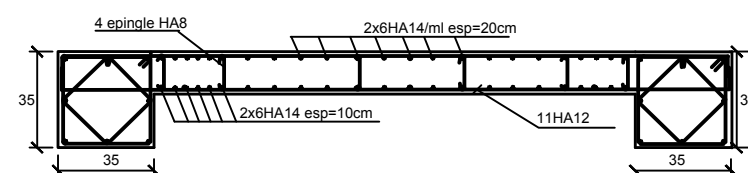
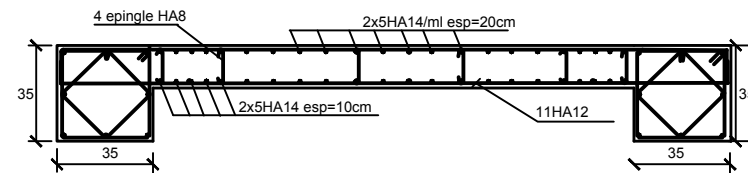
VT3+VL2 Salle machine



VL1



ZONE II



UMMTO

Faculté du genie de la construction

Département de genie civil

M. KESSOUAR Aghilas
M. KHOUAR Hand

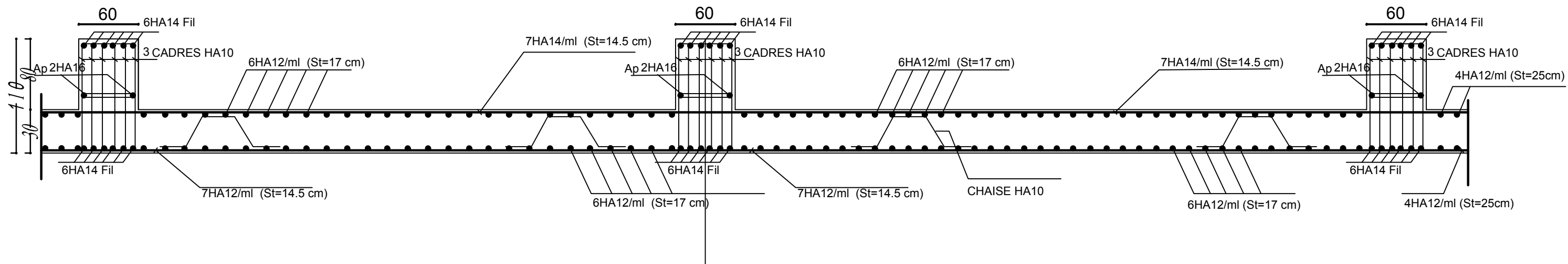
Plan de ferrailage
Voiles

Plan 9

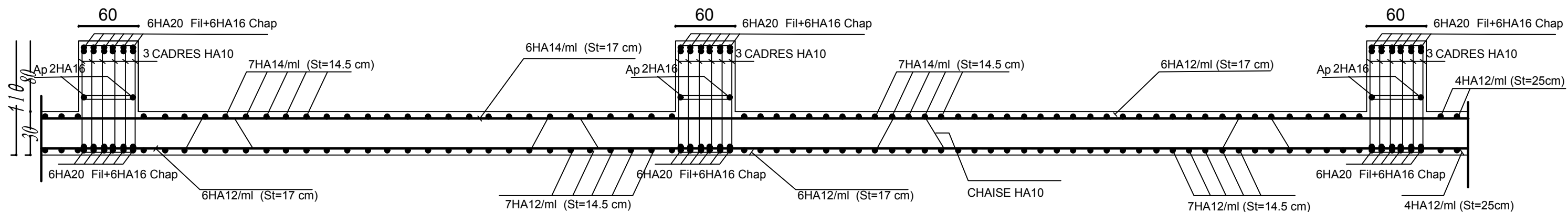
Mme. SAIB

2018

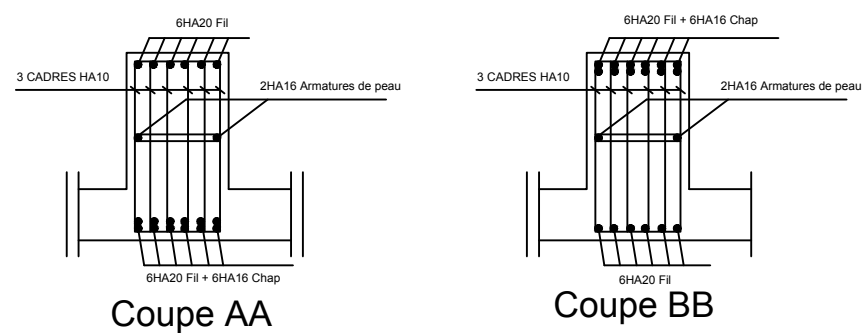
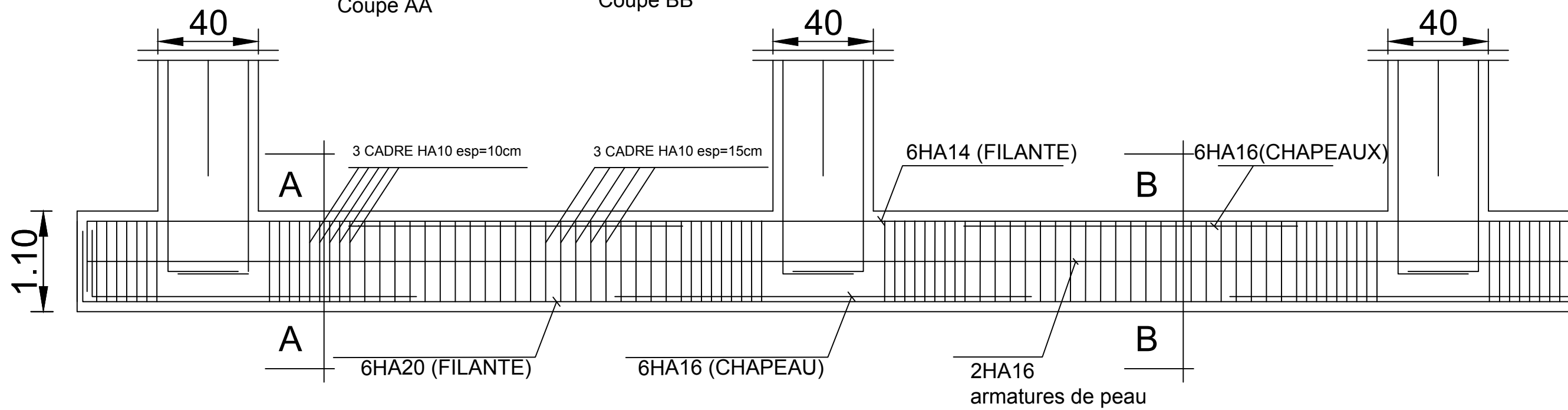
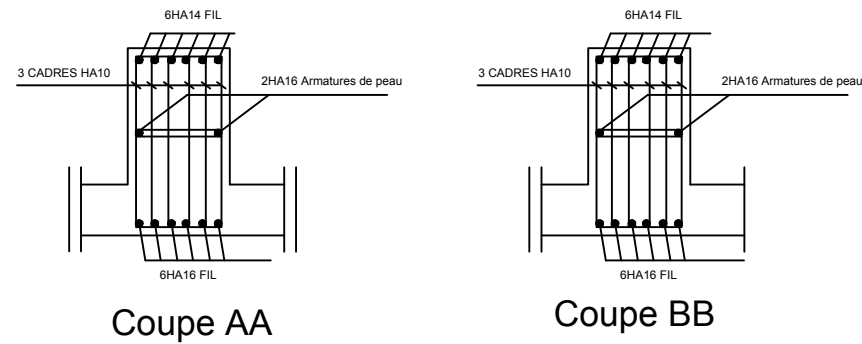
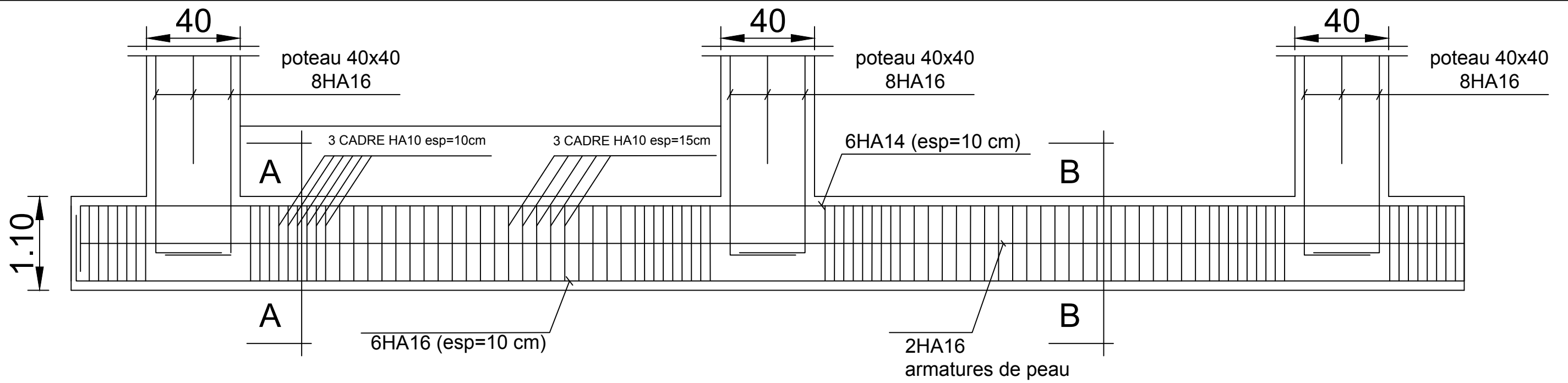
Sens xx



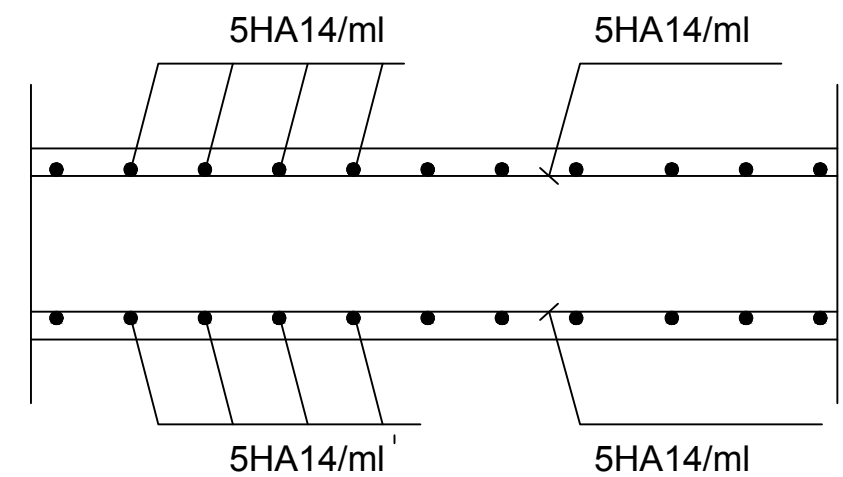
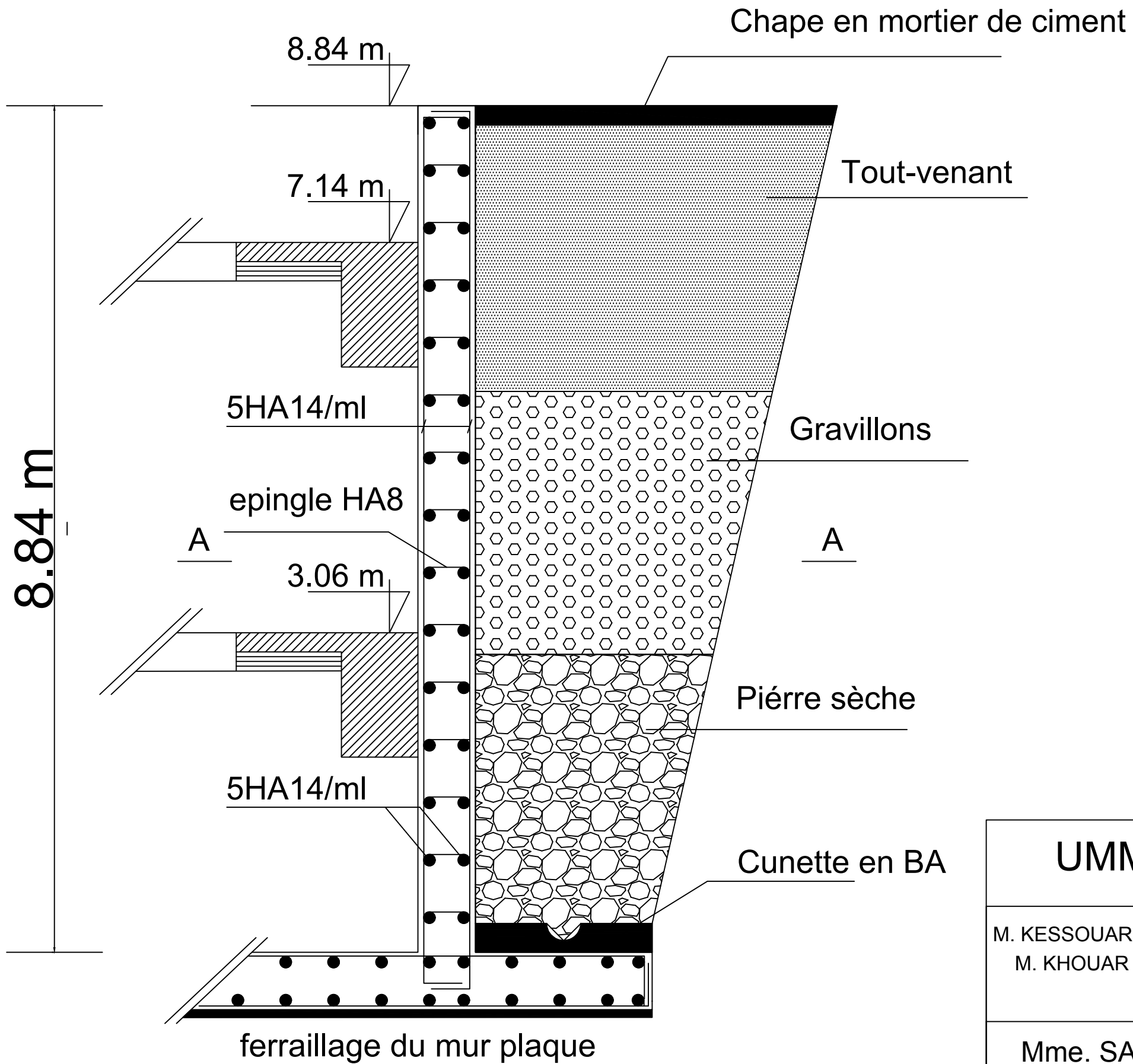
Sens YY



UMMTO	Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrillage du radier	Plan 10
Mme. SAIB		2018



UMMTO	Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage de la nervure	Plan 11
Mme. SAIB		2018



Coupe AA

UMMTO		Faculté du genie de la construction Département de genie civil	
M. KESSOUAR Aghilas M. KHOUAR Hand	Plan de ferrailage Mur plaque		Plan 12
Mme. SAIB			2018

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlements Parasismiques Algériens RPA99/modifié 2003.
- [2] DTR BC 22 (charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- [3] BAEL 91/modifié 99
- [4] BAEL 91/modifié 99 et DTU associés
- [5] Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- [6] Cours et TD
- [7] Manuel Etabs