

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.*

THEME

Etude de la structure d'un bâtiment (R+8+SSOL) à usage d'habitation et commerciale contreventé par voiles et Portiques avec l'application de l'étabs



Etudié par : M^{elle} MOUZNI Dyhia
M^{elle} AKKACHE Lamia

Dirigé par : M^{me} LARABIS

Année 2017/2018

Remerciements

Toute chose réalisée et créée en ce monde est le résultat d'un travail collectif de personnes d'où on remercie profondément :

Le responsable de la spécialité

M^{me} Larabi .S pour son attention ; ses conseils fructueux et

critiques constructives tout au long de notre travail.

Nous remercions tous les Enseignants de la spécialité génie civil à

En fin nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce modeste travail.

Dyhia et Lamia.

Dédicace

Aux être qui me sont les plus chers

« MES PARENTS »

Pour leurs amour leur éducation et leurs sacrifices.

*A mon frère et mes sœurs, pour qui je souhaite la réussite
dans leurs projets en avenir.*

A mes chers amis (es).

A toute ma famille.

A ma binôme dyhia

Enfin tout ceux et celles qui me sont chers (es).

lamia

Dédicaces



*À cette femme merveilleuse que j'aime tant :
Ma chère mère ; Dont le cœur porte le premier
Et Le véritable germe de toutes les affections et
les actions généreuses dont je suis fier.*

*À cet homme travailleur, à l'écoute facile,
mon père, pour la qualité de son soutien et
toute sa dévotion à notre épanouissement
intellectuel, physique et spirituel.*

À mes frères et sœurs et à toute ma famille.

À toute la section de Master II GENIE CIVIL(CCI)

À mes amies qui m'ont aidées Pendant la pratique

*À toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou
de loin, et aux étudiants qui se serviront de ce
rapport comme outil de travail.*

Dyhia.



SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générale

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

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 12

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1 Acrotère..... 25

III-2 balcon 33

III-3 escalier 42

III-4 poutre palière 57

III-5 plancher..... 69

III-6 salle machine..... 89

III-7 poutre de chaînage 98

Chapitre IV : Etude de contreventement..... 111

Chapitre V : Vérifications des conditions du RPA et Modélisation avec ETABS 123

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1 Ferrailage des poteaux..... 139

VI-2 Ferrailage des voiles 152

VI-3 Ferrailage des poutres..... 164

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 173

Chapitre VIII : Etude du mur plaque 205

Conclusion

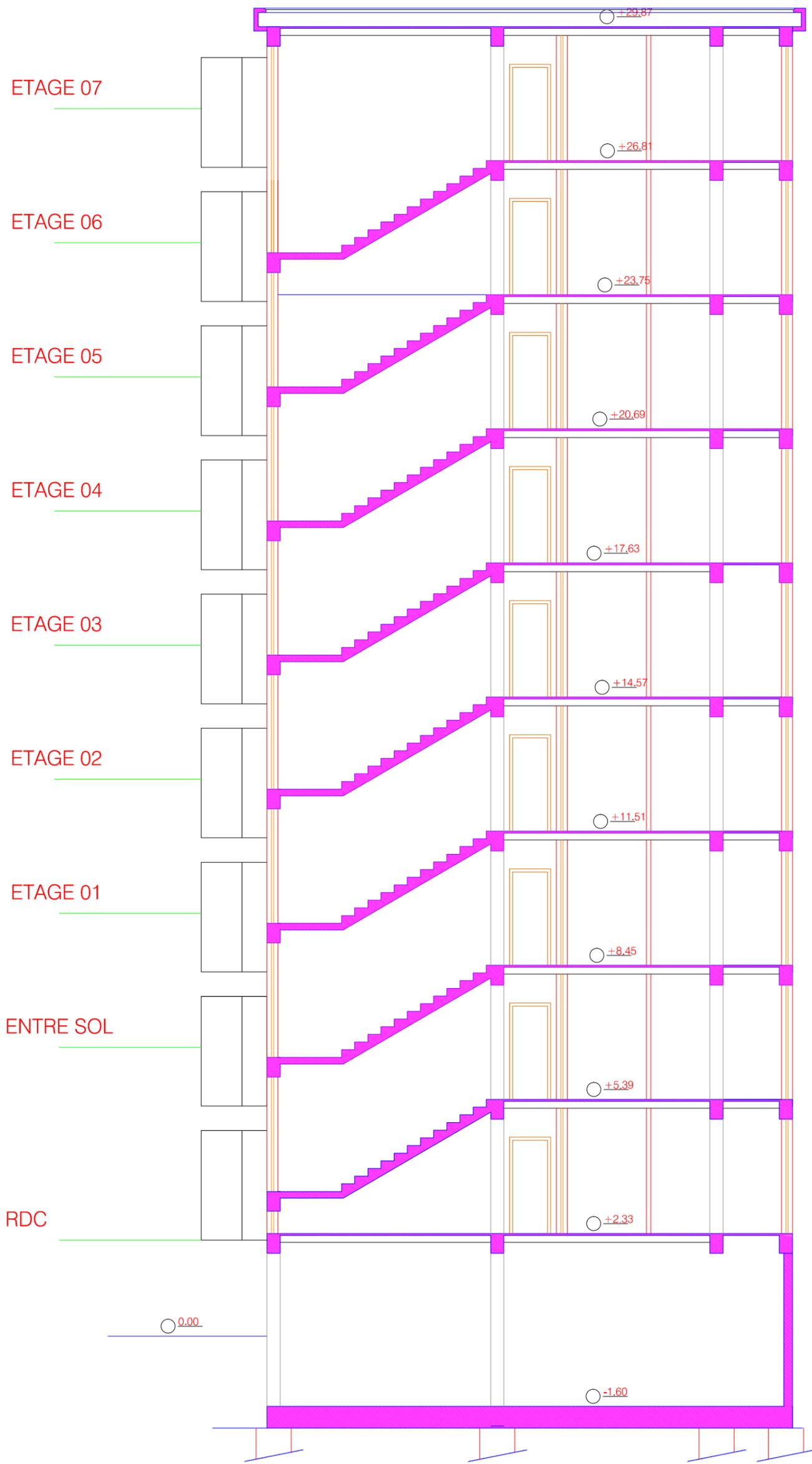
Bibliographie

Plan d'exécution

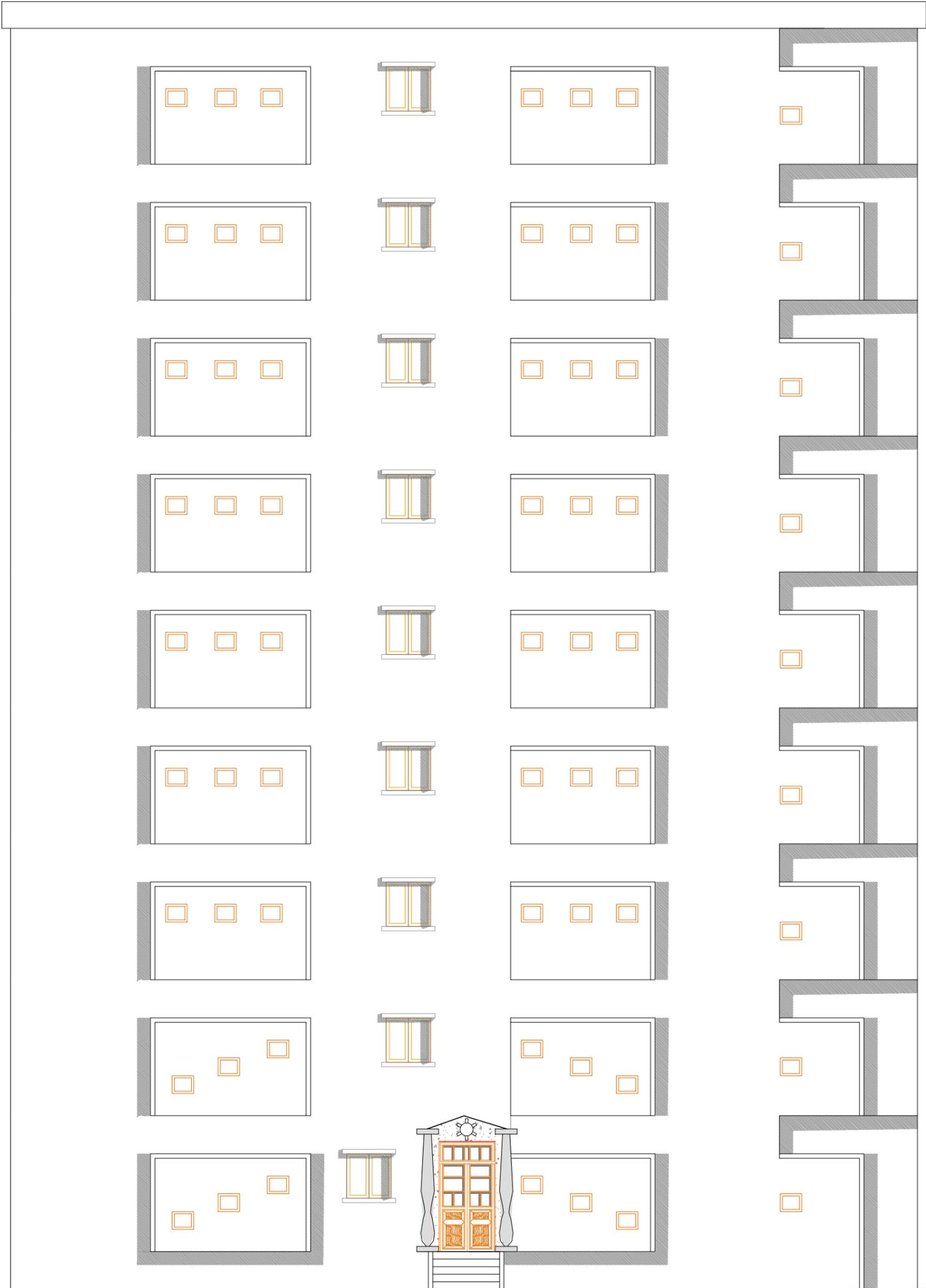


Plans

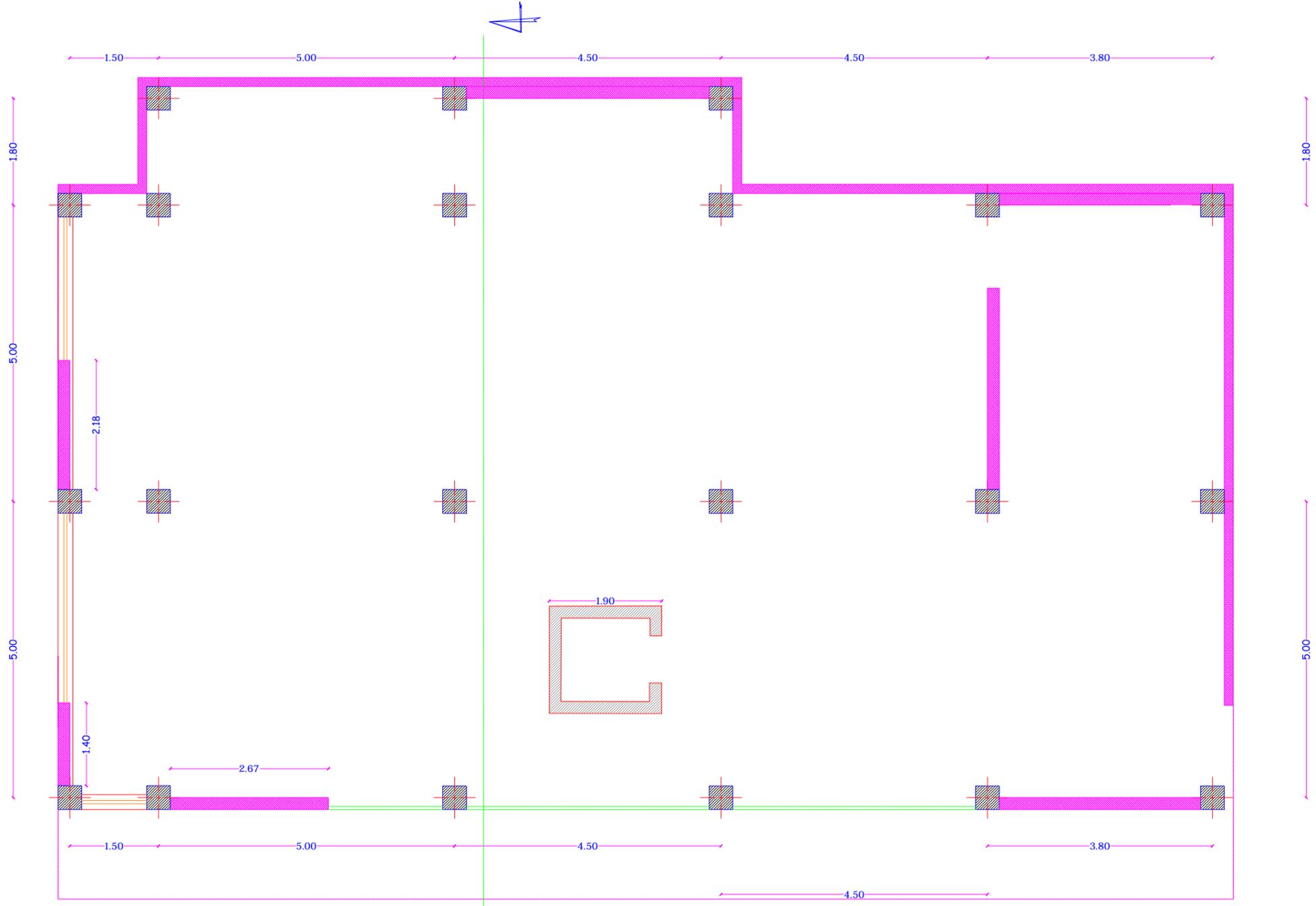
D'Architecture



COUPE A-A

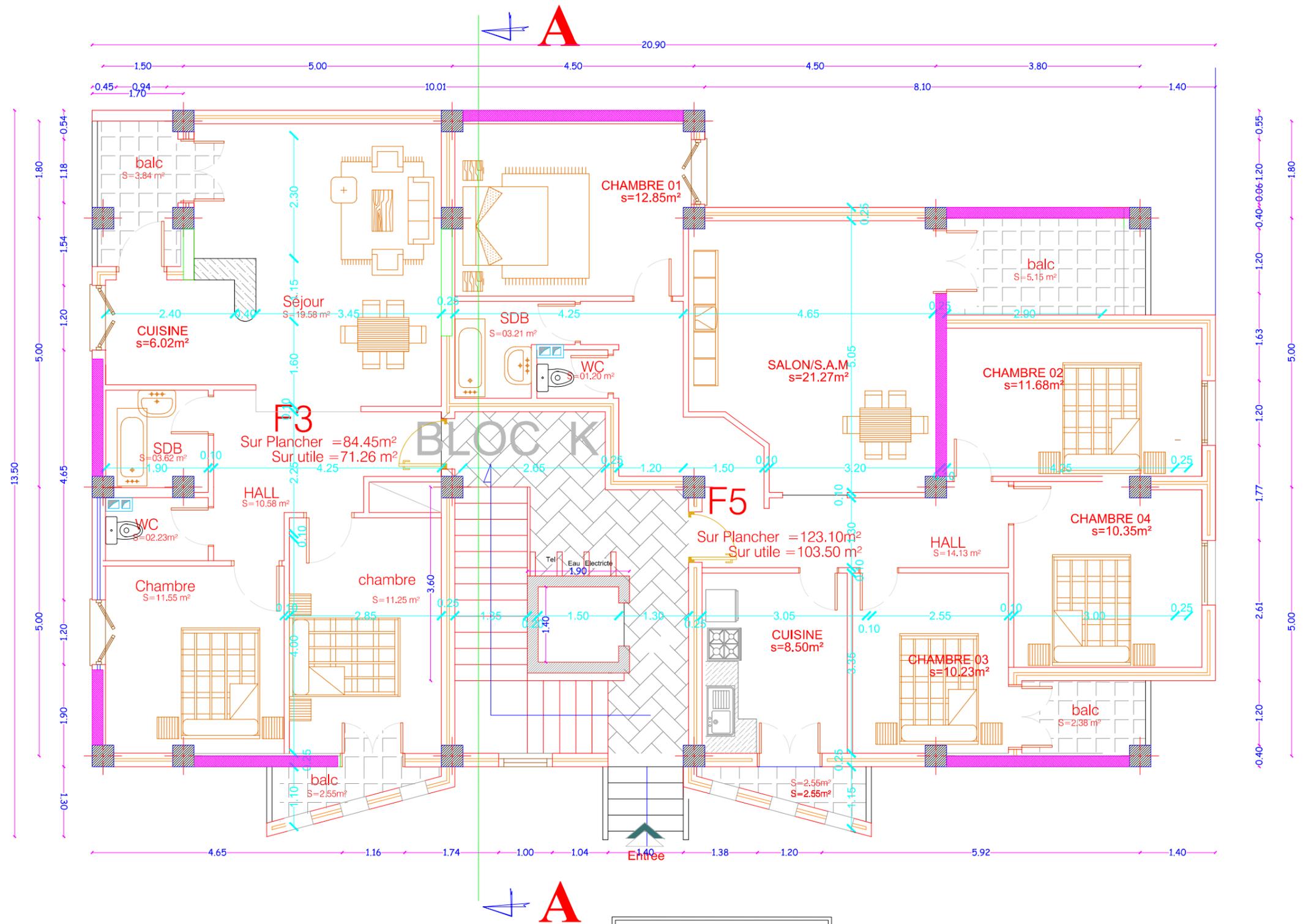


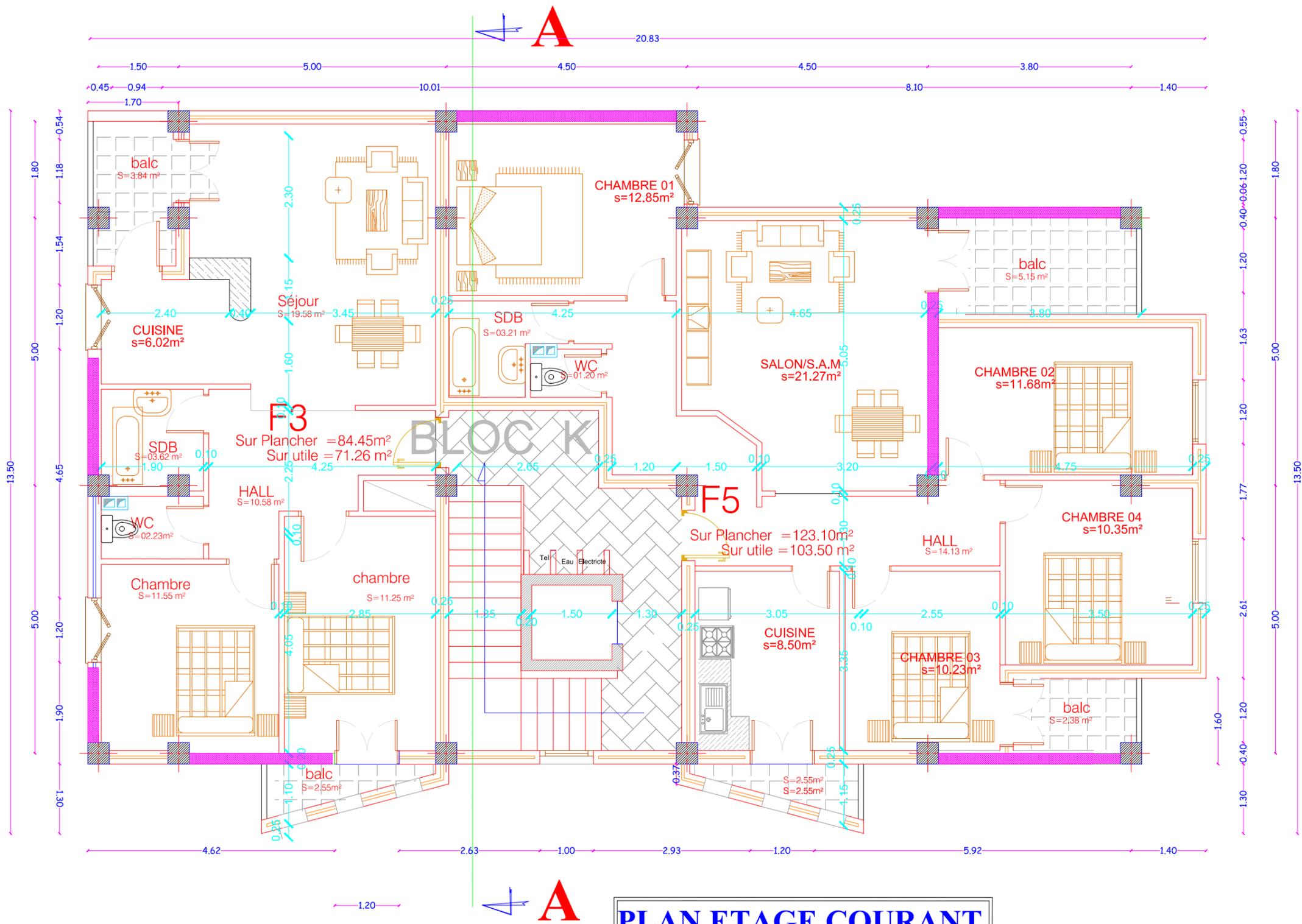
FACADE SUD



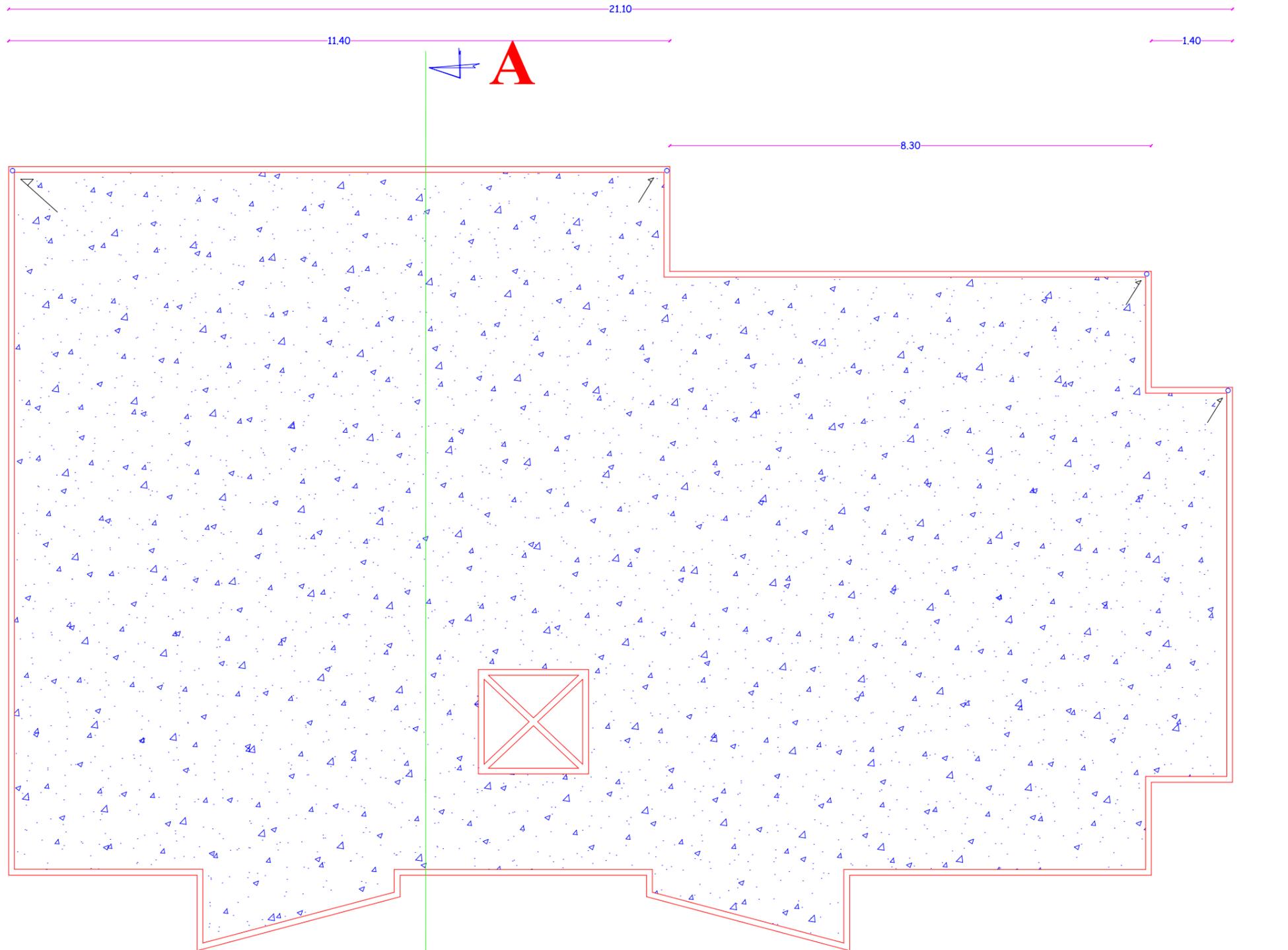
A

PLAN SOUS SOL

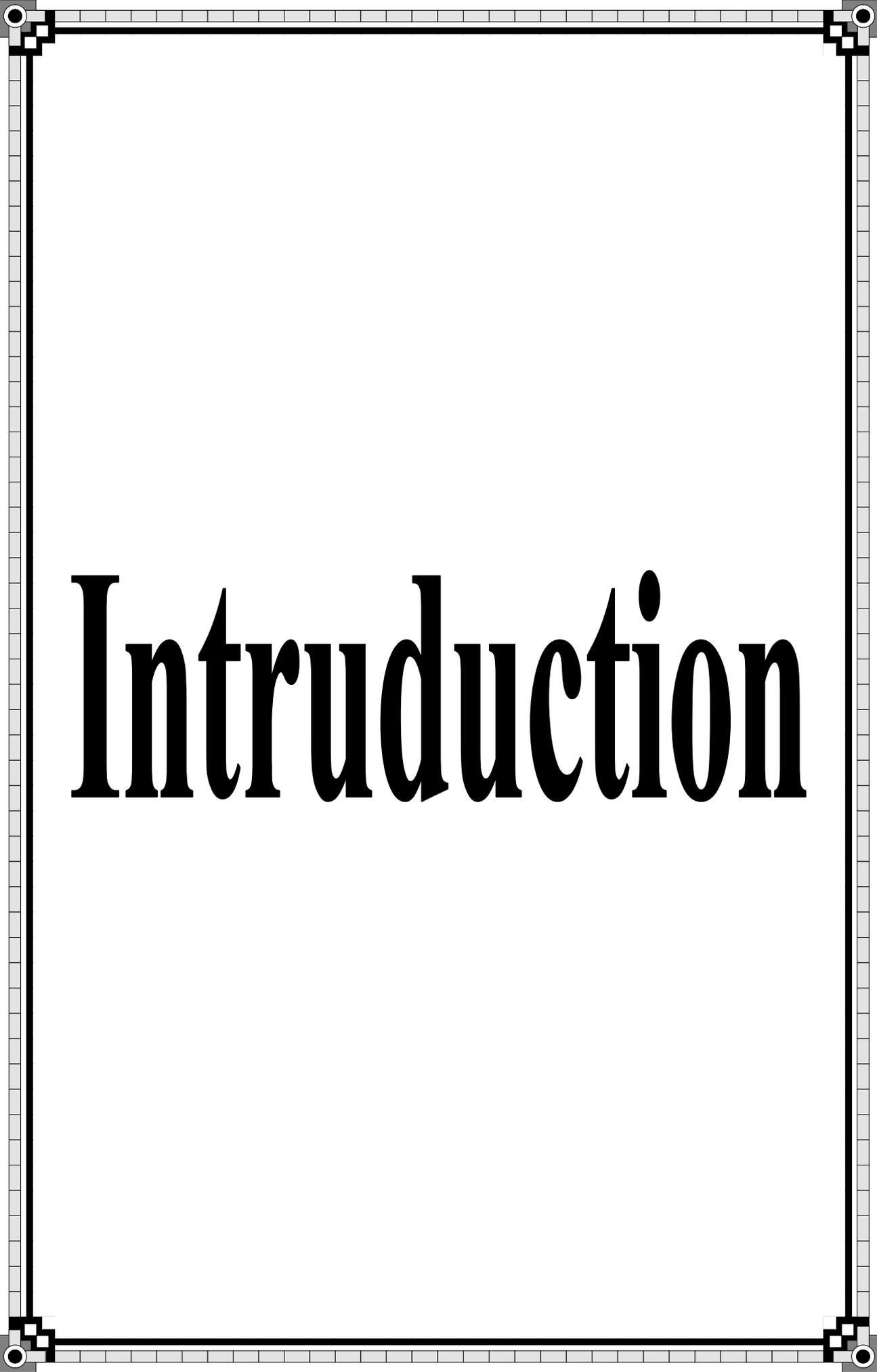




PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE



Intruduction

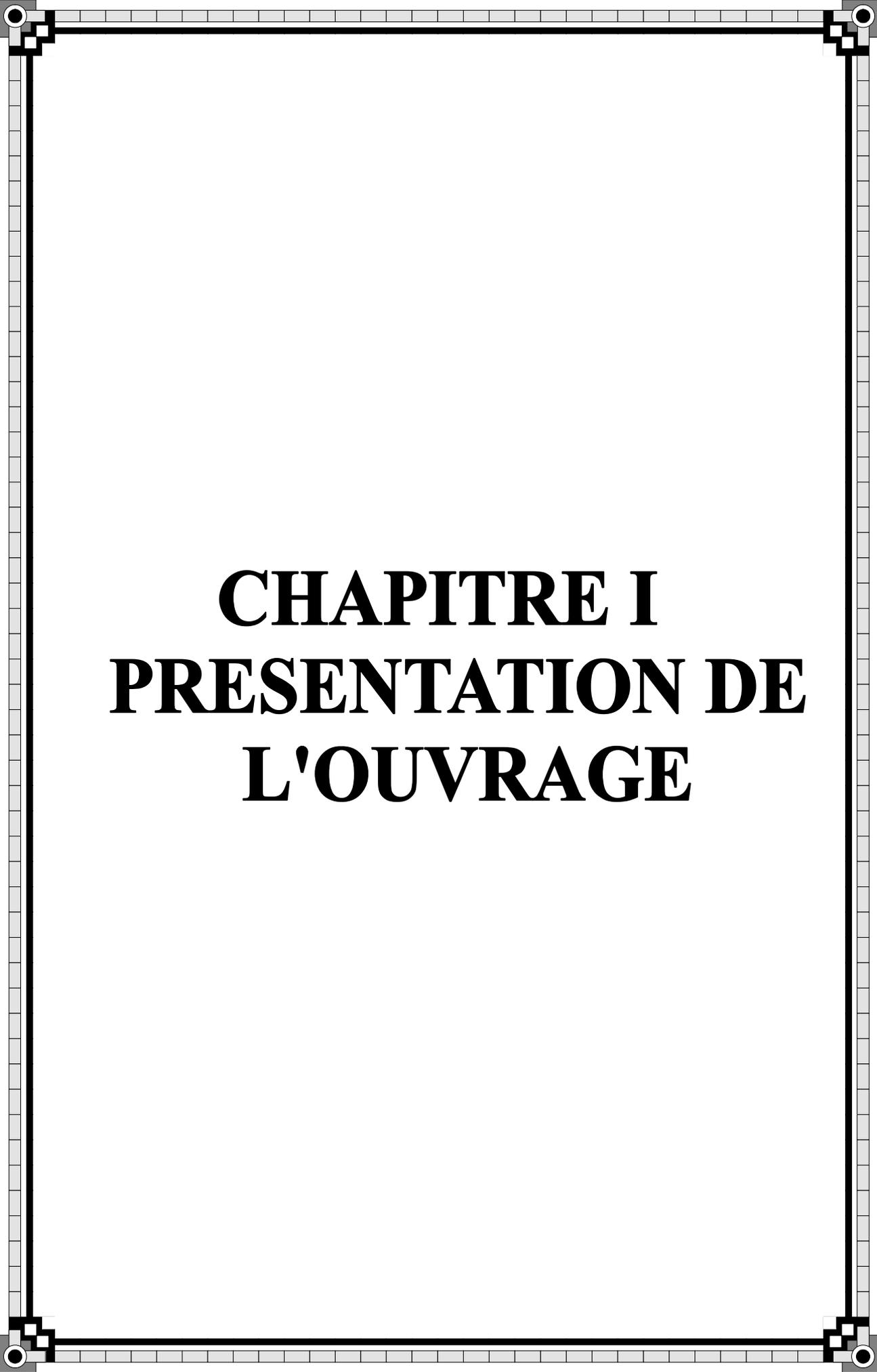
Introduction Générales

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités au risque sismique, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

A cet effet l'ingénieur de génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre en tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, la résistance, l'esthétique et surtout assuré la sécurité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considération à savoir la catégorie du site; la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple (commerce + habitation) en **R+8+S-SOL** est contreventé par un système mixte (voiles+portiques).L'étude de cette structure se fait tout en respectant les réglementations technique (**RPA99Révisé 2003;BAEL et CBA93**), la modélisation de notre structure est faite avec Le logiciel ETABS.



CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I- Introduction

L'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis, afin de concevoir des ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement.

Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22 (Charges et surcharges d'exploitations)**.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques

I-1 Description de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (**R+8+1 sous sol**) à usage multiple constitué de :

- un sous- sol (à usage commercial.)
- Un rez-de-chaussée (RDC) et les étages supérieurs sont à usages d'habitations.

Cet ouvrage classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Tizi-Ouzou,

Classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) comme une Zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

I-2 Caractéristiques géométriques

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

-longueur.....	20.40m
-largeur.....	13.50m
-Hauteur totale	33.77m
-Hauteur du sous sol.....	3.93 m
-Hauteur du RDC.....	3.06m
-Hauteur d'étage courant.....	3.06m

I-3 Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I- 3-1 Ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte en BA composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant d'un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité

I-3-2 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du Séisme et du vent.

I-3- 3 Les planchers

Les planchers sont une partie horizontale de la construction, ils ont pour but de séparer entre Chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

- Ils sont capables de supporter en outre de leurs poids propres les charges d'exploitation ets de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Planchers en corps creux qui sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalles pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

I-3-4 Les escaliers

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Notre bâtiment comporte un seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

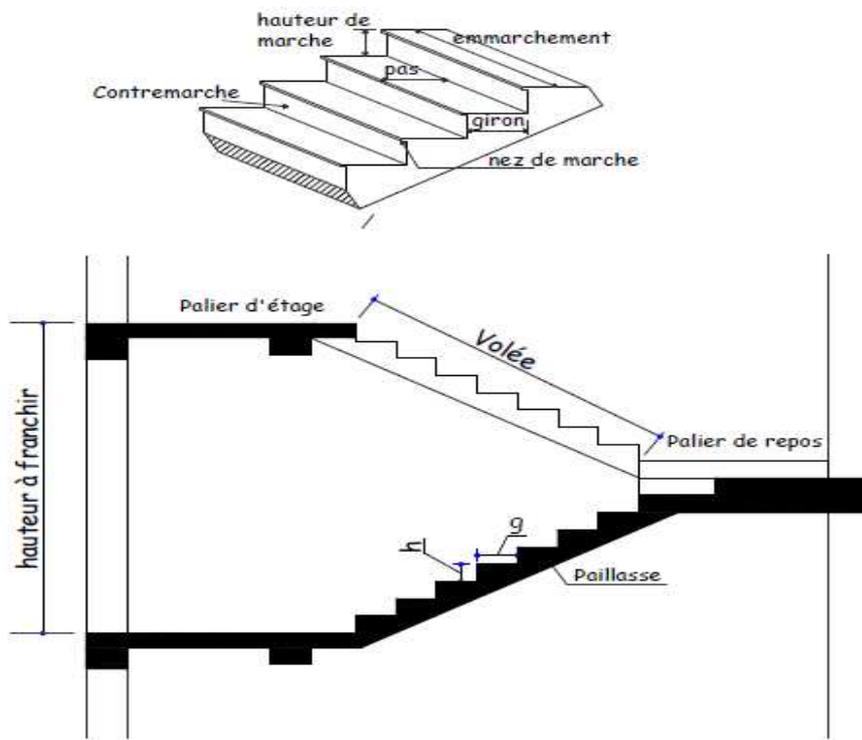


Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier

I-3-5 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I-3-6 Coffrage

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

I-3-7 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I-3-8 Le remplissage (maçonnerie)

On distingue deux types :

- Murs de façade réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm .
- Murs de séparation intérieurs réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

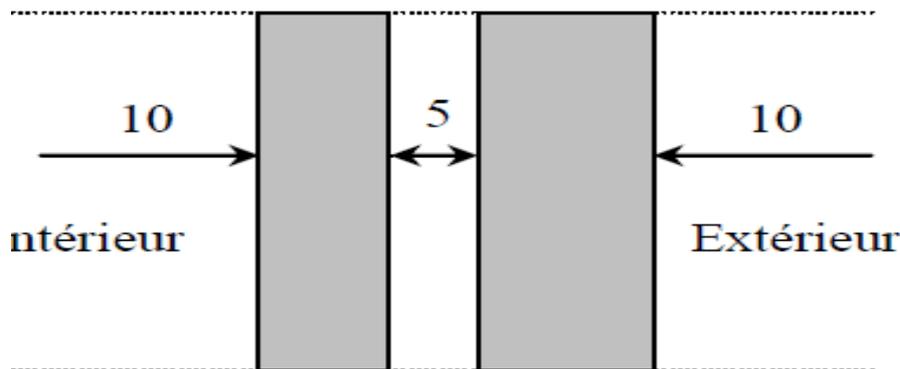


Figure I-2 : Schéma descriptif du mur extérieur

I-3-9 Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

I-3-10 Fondations

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.

Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/version2003**).

I-4-1 Béton

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau .Il est définit du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/ m³de ciment portland composées 325(CPJ 325) (moulage dans 1 m³ de béton dosé à 350 Kg/ m³)

I-4-1-1 Résistance du béton à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm,

- A 1 J le béton attend 15% de sa résistance.
- A 3 J→50%.
- A 7 J→70%.
- A 14 J→80%.
- A 21 J→90%.
- A28 J→99%

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression et, noté f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ en Mpa ;pour $f_{c28} \leq 40MPa$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28}$ en Mpa ; pour $f_{c28} \geq 40MPa$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

I-4-1-2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

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

Donc pour $f_{c28} = 25$ Mpa $\implies f_{t28} = 2,1$ Mpa

I-4-1-3 Méthode de calcul

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

I-4-1-4 Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

- **Etat limite ultime:** Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.
- **Etat limite de service:** Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations excessives des éléments porteurs).

I-4-1-5 Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} »

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ Mpa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

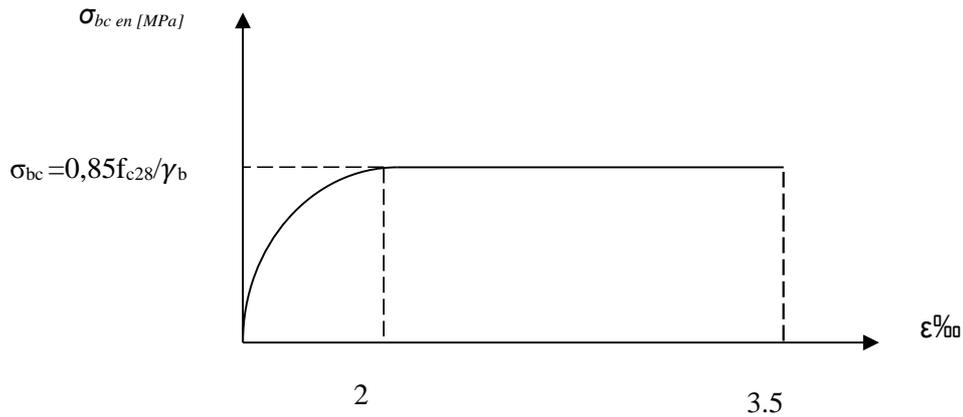


Fig1-3 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

I-4-1-6 Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L)

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

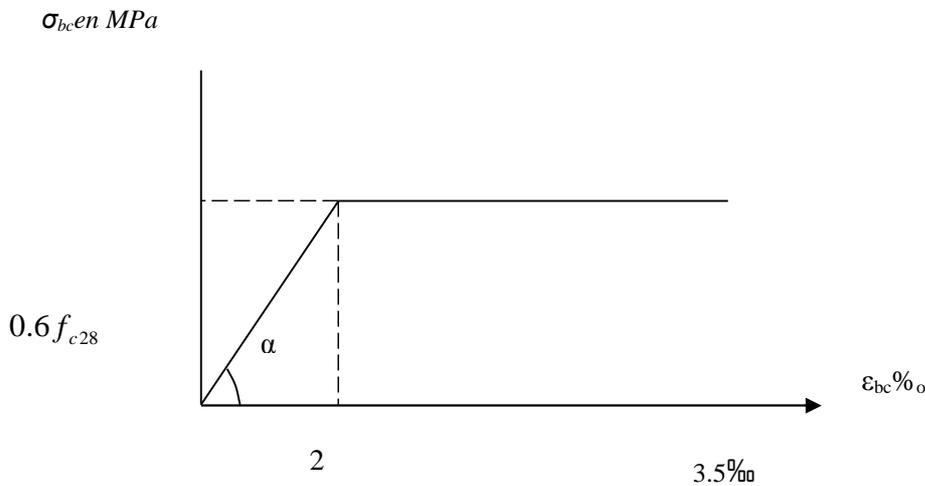


Fig.1-4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.
 $\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

I-4-1-7 contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL)

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$; Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I-4-1-8 Module d'élasticité

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte d'application est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

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

c) Module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

d) Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I-4-1-9 Les Actions :

a) Définitions :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

b) Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).

Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

Les actions variables «Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

Les charges d'exploitations

Les charges climatiques.

Les variations de température.

c) Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:

Charges climatiques exceptionnelles.

Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.

Explosion (gaz, bombes,...)

Séisme.

I-4-2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-4-2-1 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

I-4-2-2 Module de déformation longitudinal (Art A .2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ Mpa

I-4-2-3 Contraintes limites

➤ **Contrainte limite ultime (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) :**

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

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

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 : $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$ pour les HA.

➤ **Contrainte limite de service:**

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 à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

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

- **Fissurations très préjudiciables :**

Dans ce cas là, on note :

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

η : coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.3$ pour les aciers haute HA $< 6 \text{ mm}$

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

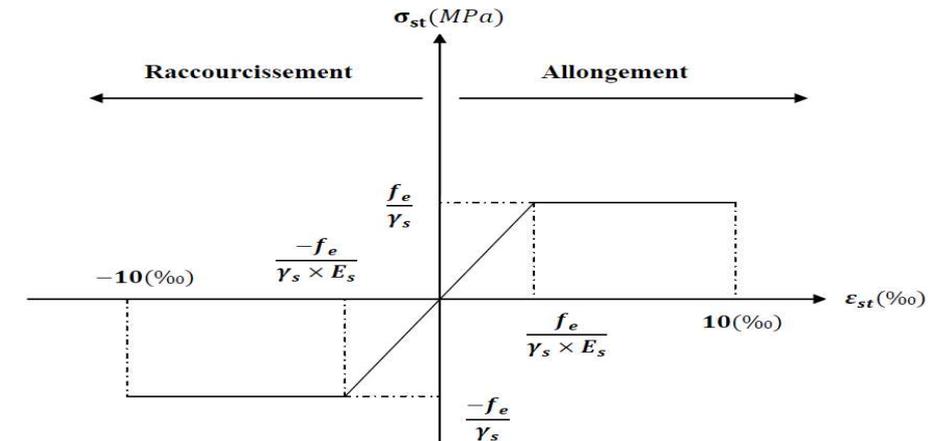


Figure I-5 : Diagrammes des contraintes- déformations de l'acier (Art A .2.2.2 BAEL 91 modifiées 99)

I-4-2-4 Protection des armatures

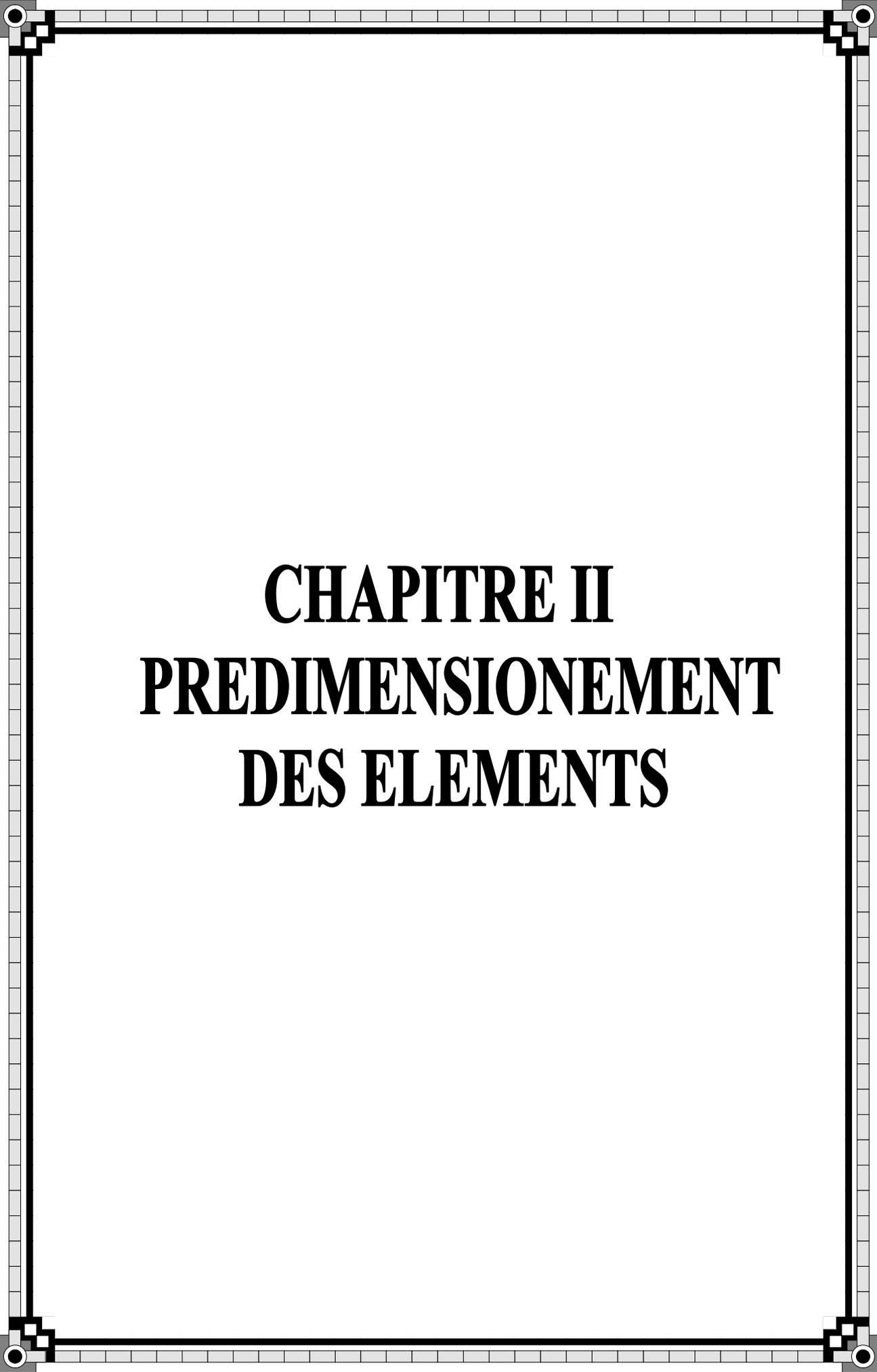
Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : **(Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).**

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion

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



CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II- Pré dimensionnement des éléments

II-1 Les planchers

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

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 5 - 0,30 = 4.70m$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 470/22,5 = 20.888 \text{ (cm) on opte pour un plancher de (16+5) c'est-à-dire}$$

$$h_{tp} = 21cm$$

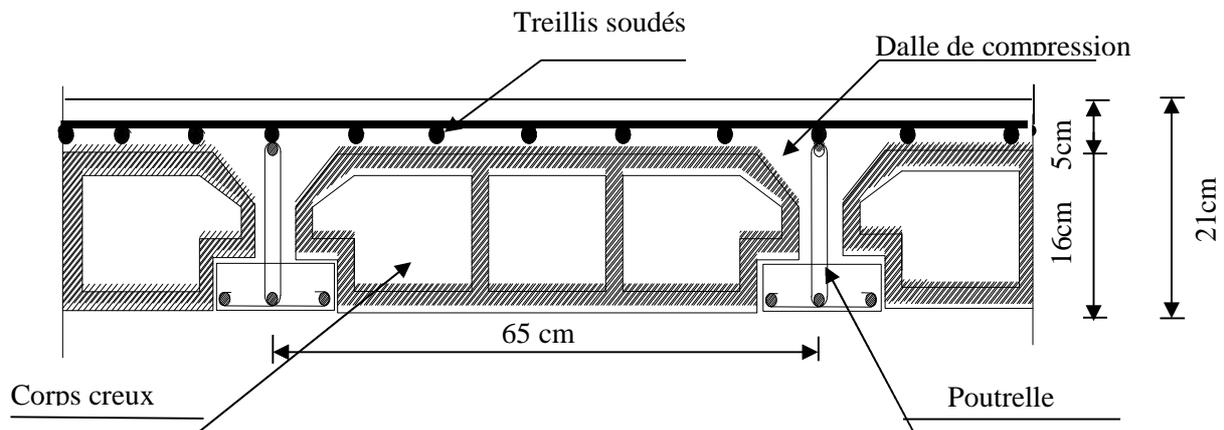


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.

II-2 Dalle pleine

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

II-2-1 Condition de résistance à la flexion

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

$$e > L_0 / 10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.15\text{m}$$

$$e > 1.15/10 = 0.115\text{m} = 11.5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur 15cm.

II-2-2 Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm

II-2-3 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/m². D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

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

Nous prenons : **ho=15cm**

II-3 Les poutres

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les

$$\text{conditions suivantes : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres

sont données comme suit :

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

Avec h : hauteur de la poutre,

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

II-3-1 Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 500 - 30 = 470\text{cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{ cm}$$

La section des poutres principales est :(30x40) cm²

II-3-2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elle assure le chainage

$$L = 500 - 30 = 470\text{cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{ cm}$$

➤ **Vérification des conditions exigées par le RPA**

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h ≥ 30 cm	40 cm	40cm	OK
b ≥ 20 cm	30 cm	30 cm	OK
h/b ≤ 4	1.33	1.33	OK

Conclusion

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

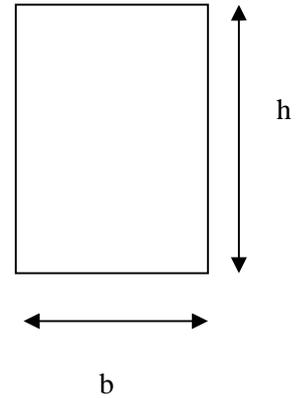


Figure II-2 : schéma de la

II -4 Les poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à **L' ELS** en considérant un effort de compression axial **N**, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec : **N** : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à **(G+Q)**

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Remarque**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

. II-5 Détermination des charges et surcharges

II- 5-1 Les charges permanentes

a) Plancher terrasse :(inaccessible)

Tableau II-2 : Détermination des charges

N °	Eléments	Epaisseur r (m)	ρ(kN/m)	G (kN/m²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.80
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.21	--	3.10
7	Enduit de plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				6.24

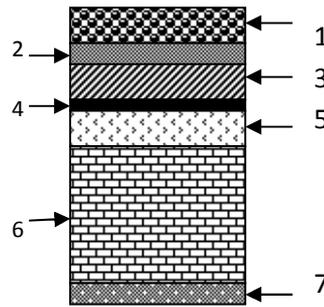


Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse :(inaccessible)

b) Plancher d'étage courant

Tableau II-3 : Détermination des charges

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.21	-	3.10
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.1	-	1
Charge permanente totale Gt				5.50

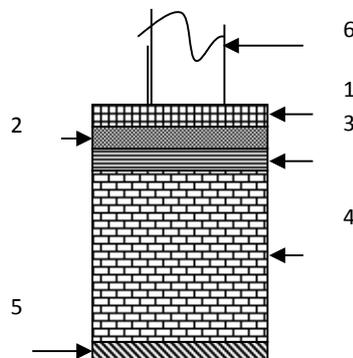


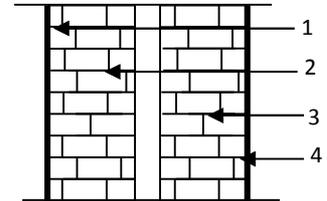
Figure II-4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

c) Les murs

c-1 Mur extérieur

Tableau II-4 : Détermination des charges

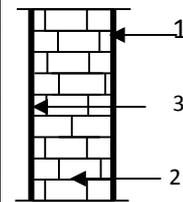
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.36



c-2 Mur intérieur

Tableau II-5 : Détermination des charges

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30



II-5-2 Surcharge d'exploitation

Tableau II-6 : Détermination des surcharges

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Plancher d'étage S Sol(parking)	2.5
Balcons	3.5

II-6 Surface d'influence

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = (2.35 \times 2.1) \times 2 + (2.35 \times 2.35) \times 2 \qquad S = 20.92 \text{ m}^2$$

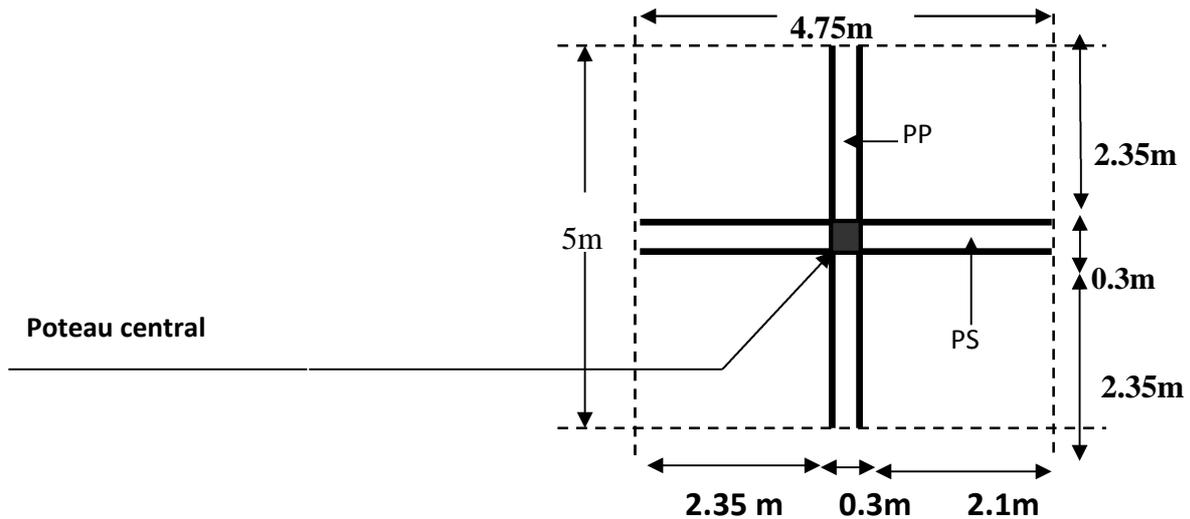


Figure II-5 : La section le plus sollicité du poteau

II-7 Charges permanentes revenant à chaque plancher

- **Plancher terrasse**

$$G = 6.24 \text{ kN/m}^2$$

- **Plancher étage courant**

$$G = 5,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Plancher rez-de-chaussée**

$$G = 5,50 \text{ kN/m}^2$$

II-8 Poids revenant à chaque plancher

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S$$

- ✓ Plancher terrasse

$$P = 6.24 \times 20.92 = 130.54 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher étage

$$P = 5,50 \times 20,92 = 115,06 \text{KN}$$

II-9 Poids revenant à chaque poutre

- ✓ Poutres principales

$$P = [(2,35 \times 0,30 \times 0,4) \times 2] \times 25 = 14,1 \text{kN}$$

- ✓ Poutres secondaires

$$P = [(2,1 \times 0,3 \times 0,4) + (2,35 \times 0,30 \times 0,4)] \times 25 = 13,35 \text{ KN}$$

D'où le poids total $P = 13,35 + 14,1$ Ce qui donne : **$P = 27,45 \text{kN}$**

II-10 Poteaux

$$\text{Poteau du RDC :} \quad P_{\text{PRDC}} = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,89 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux d'étages :} \quad P_{\text{P étage}} = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,89 \text{KN}$$

$$\text{Poteaux SSol} \quad : \quad p_{\text{pss}} = (0,3 \times 0,3 \times 3,93) \times 25 = 8,84 \text{KN}$$

II-11 Surcharges d'exploitation

- ✓ Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 23,75 = 23,75 \text{kN}$

- ✓ Plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 23,75 = 35,625 \text{kN}$

$$Q_9 = 2,5 \times 23,75 = 59,38 \text{ KN.}$$

II-12 Loi de dégression de charge

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes

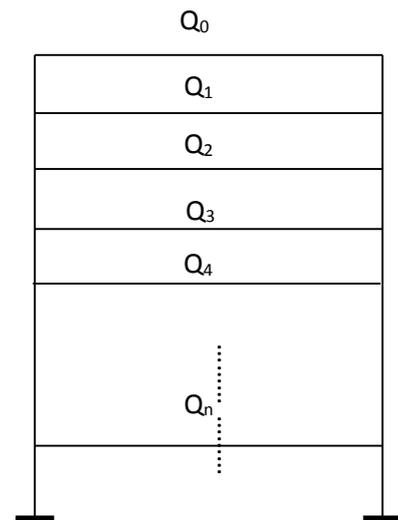
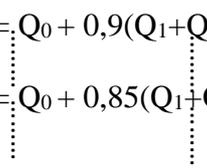
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$



$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

- **Coefficients de dégression des surcharges**
- **Tableau II-7 : Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	0	SSol
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,71	0,69	0,67

➤ **Cumulées Les surcharges**

$$Q_0 = 23.75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 23.75 + 35.625 = 59.38 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 23.75 + 0.95 (2 \times 35.625) = 91.44 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 23.75 + 0.9 (3 \times 35.625) = 119.94 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 23.75 + 0.85 (4 \times 35.625) = 144.88 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 23.75 + 0.8 (5 \times 35.625) = 166.25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 23.75 + 0.75 (6 \times 35.625) = 184.06 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 23.75 + 0.71 (7 \times 35.625) = 200.81 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 23.75 + 0.69 (8 \times 35.625) = 220.4 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + 0.67Q_9 = 23.75 + 0.67 (8 \times 35.625) + 0.67 \times 59.38 = 254 \text{ KN}$$

Tableau II-8 : récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S=N/σ _{bct} trouvée	S adoptée
8	130.54	27.45	0,00	157.99	157.99	23.75	23.75	181.74	121.16	35X35
7	115.06	27.45	6,89	149.4	307.39	35.625	59.38	366.77	244.5	35X35
6	115.06	27.45	6,89	149.4	456.79	35.625	91.44	548.23	365.8	35x35
5	115.06	27.45	6,89	149.4	606.19	35.625	119.94	726.13	484	40x40
4	115.06	27.45	6,89	149.4	755.59	35.625	144.88	900.47	600.3	40x40
3	115.06	27.45	6,89	149.4	904.99	35.625	166.25	1071.24	714.2	40x40
2	115.06	27.45	6,89	149.4	1054.39	35.625	184.06	1238.45	825.6	45X45
1	115.06	27.45	6.89	149.4	1203.79	35.625	200.81	1404.6	936.4	45X45
RDC	115.06	27.45	6,89	149.4	1353.19	35.625	220.4	1573.59	1049.1	45X45
SSol	115.06	27.45	8.84	151.35	1504.54	59.38	254	1758.54	1172.4	45X45

D'où les sections adoptées sont

Sous sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} niveau ⇒ (45 × 45) cm²

Niveau 3, 4, 5 ⇒ (40 × 40) cm²

Niveau 6, 7, 8 ⇒ (35 × 35) cm²

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on na majoré les sections des poteaux.

II-13 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

a) Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm en zone IIa.

b) Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

he : hauteur libre du poteau.

a) $\min(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.

b-1) Poteaux S Sol $\frac{h_e}{20} = \frac{393}{20} = 19.65 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 19.65 \text{ cm} \dots$

b-2) Poteaux RDC, Poteaux d'étage courants
 $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$

c.1) Pour le S Sol, RDC, 1et 2^{ème} étage : $1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.2) Pour le 3,4, 5^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.3) Pour le 6, 7,8^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II-13-1 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ (BAEL 91 modifié page 110)

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $I = \frac{ab^3}{12}$ Avec : I : Moment d'inertie.

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$

➤ **Poteau du S Sol : (45x45) cm²**

$L_0 = 393 - 21 = 372 \text{ cm}$

$\lambda=2,42 (372/45)=20,05 < 50$condition vérifiée

➤ **Poteau RDC, étage : (45x45) cm²**

$L_0=306-21=285\text{cm}^2$

$\lambda=2,42(285/45)=15,33 < 50$condition vérifiée

➤ **Poteau d'étage : (35x35) cm²**

$L_0=306-21=285\text{cm}$

$\lambda=2,42(285/35)=19,71 < 50$condition vérifiée

Conclusion

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II-14 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. du RPA 2003. 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 :** $h=393\text{cm}$
 $he = h - \text{épaisseur de la dalle}$
 $he = 393-21=372\text{cm}$

$e \geq he/e_p = 372/21 = 17,71$ cette loi doit être vérifiée

- **Pour le RDC et l'étage courant:** $h= 306\text{cm}$
 $he = h - \text{épaisseur de la dalle}$
 $he = 306-21=285\text{cm}$
 $e \geq he/e_p = 285/21 = 13,57$

On adopte une épaisseur : **e= 20cm** pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée

Vérification

On doit vérifier que $L_{min} \geq 4 e$ avec **Lmin** : portée min des voiles
 $L_{min}=105 \text{ cm} \Rightarrow L_{min} > 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$L \geq 4a$

$a \geq h_e / 20$

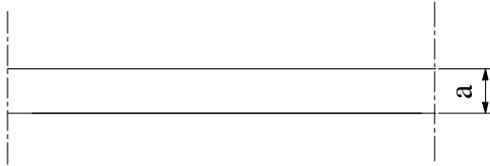


Figure II-6 : Coupe de voile en plan

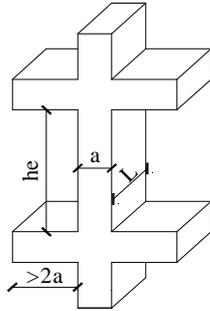


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation

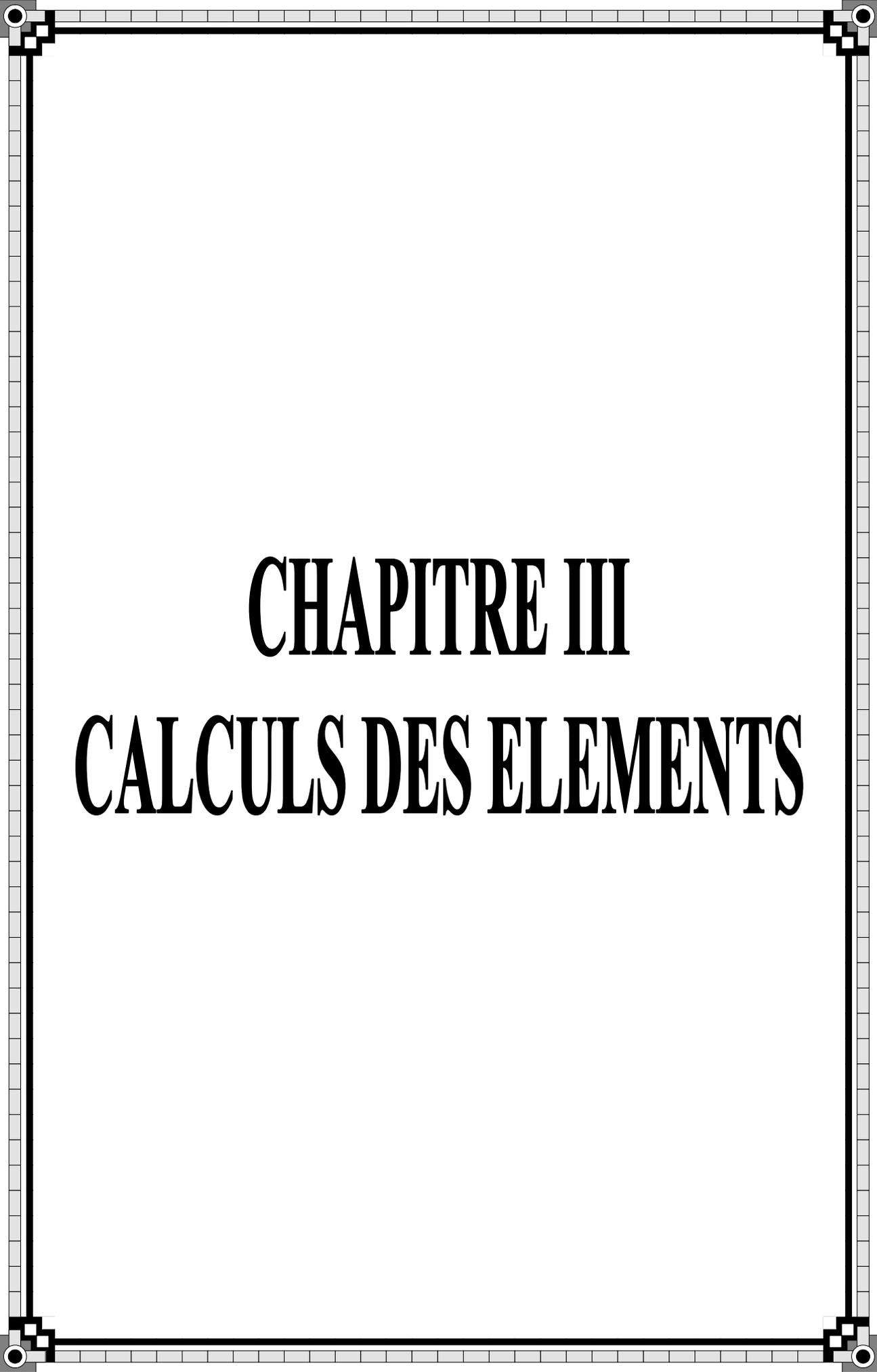
CONCLUSION

- Pré dimensionnement des planchers : $h_t = 21\text{ cm}$
- Pré dimensionnement des poutres :
 - Poutres principal : $(40 \times 30)\text{ cm}^2$
 - Poutres secondaire : $(40 \times 30)\text{ cm}^2$
- Pré dimensionnement des voiles : $h_t = 20\text{ cm}$
- Pré dimensionnement des poteaux :

Poteaux S Sol ,1 ,2^{ere} étage et RDC : $(45 \times 45)\text{ cm}^2$

Poteaux 3^{eme} au 4 ,5^{eme} étage : $(40 \times 40)\text{ cm}^2$

Poteaux 6,7,8^{eme} étage : $(35 \times 35)\text{ cm}^2$



CHAPITRE III

CALCULS DES ELEMENTS

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et non structuraux comme les planchers.

III-1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

➤ Dimension de l'acrotère

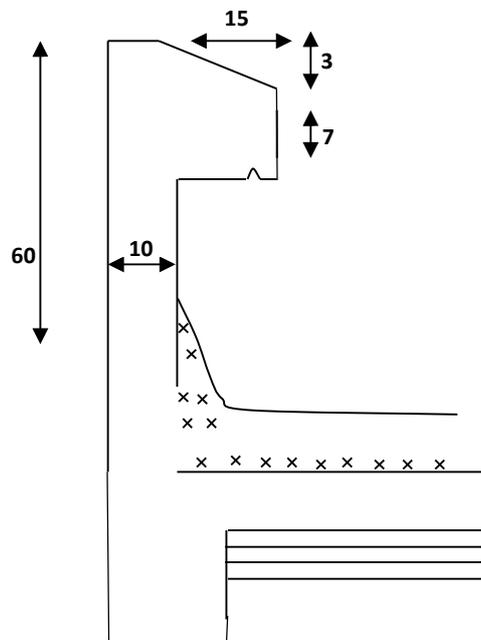


Figure III-1-1 Coupe transversale de l'acrotère

➤ Schéma statique

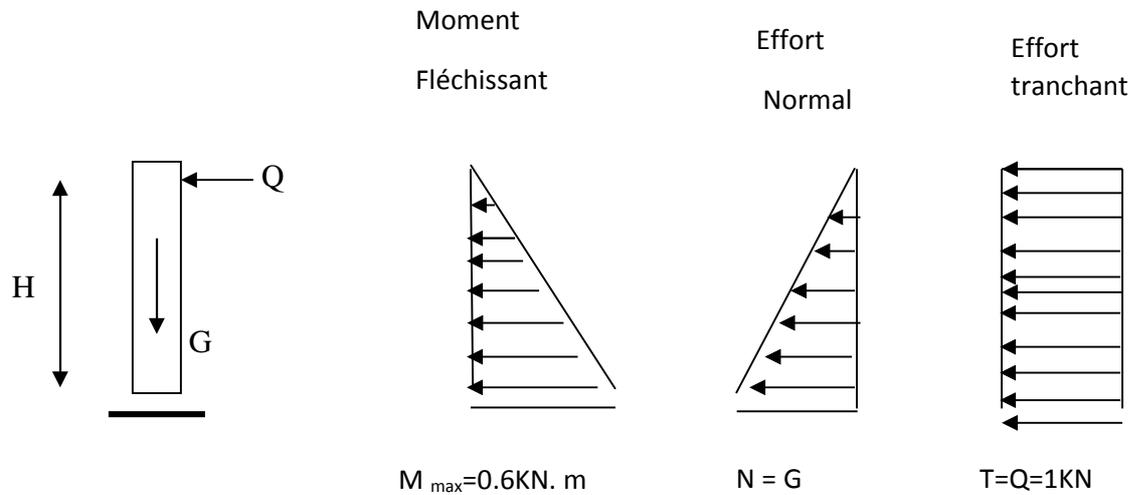
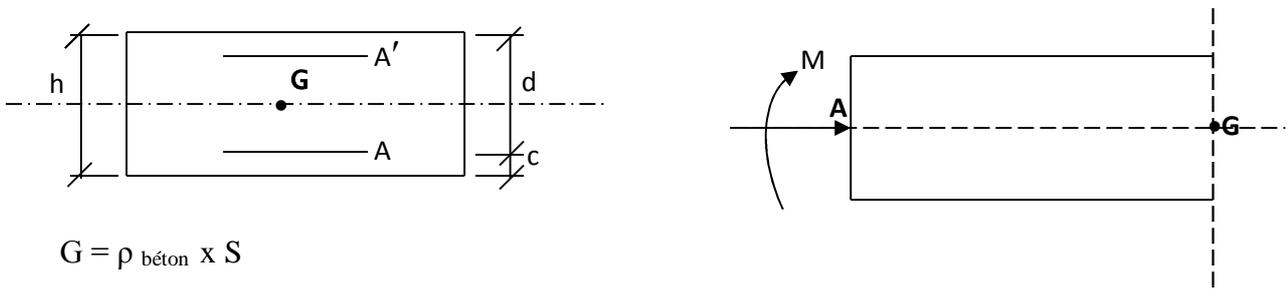


Figure III-1-2 Diagrammes des efforts internes

III-1-1 Détermination des sollicitations



$$G = \rho_{\text{béton}} \times S$$

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

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

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

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

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

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

III-1-2 Combinaison des charges

➤ A l'ELU

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

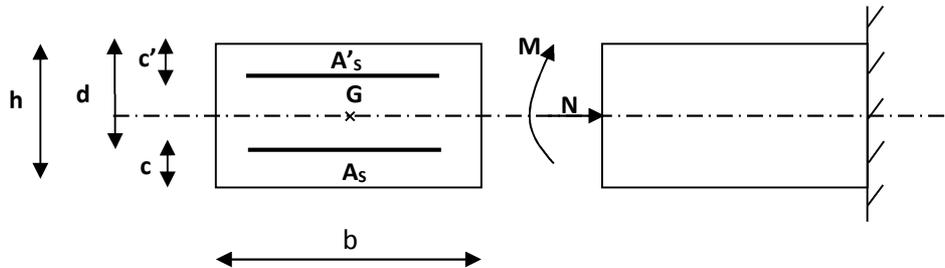
➤ A L'ELS

$$N_s = 1.819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KNm}$$

III-1-3 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée



h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU

➤ Position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

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

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

a-1) Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

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

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.957 \times 10^5}{0.994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{cm}^2$$

a-2) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU

b-1) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.819} = 0.33 \text{m} = 33 \text{cm}$

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

On remarque que :

$A_s < A_{\min}$ (Condition non vérifiée) donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.79 \text{cm}^2$$

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA8=2.01cm² avec un espacement $S_t=17\text{cm}$

b-2) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b-3) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{se} \Rightarrow \text{(Condition vérifié).}$$

c) Ancrages des barres verticales

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

d) vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3 \times (1 - 0.914) = 0.258$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0231$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.656 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 46.656 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ [MPa]}$$

Condition est vérifiée.

d-1 Les contraintes dans le béton

Vérifions que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bs}$ avec : $\sigma_b = K \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0.02318 \times 40.656 = 1.081 \text{ [MPa]} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bs} = 1.081 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bs} = 15 \text{ [MPa]}$$

e) vérification de l'acrotère au séisme

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

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) \Rightarrow

$$A = 0,15$$

(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

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

w_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,819KN.

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0.873\text{KN} < Q = 1\text{KN}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

➤ **Remarque**

Le calcul de l'acrotère se fait avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , donc le ferrailage adopté précédemment est donc convenable.

➤ **Résumé**

Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 17 cm.

Armatures de répartition : $4\text{HA} 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

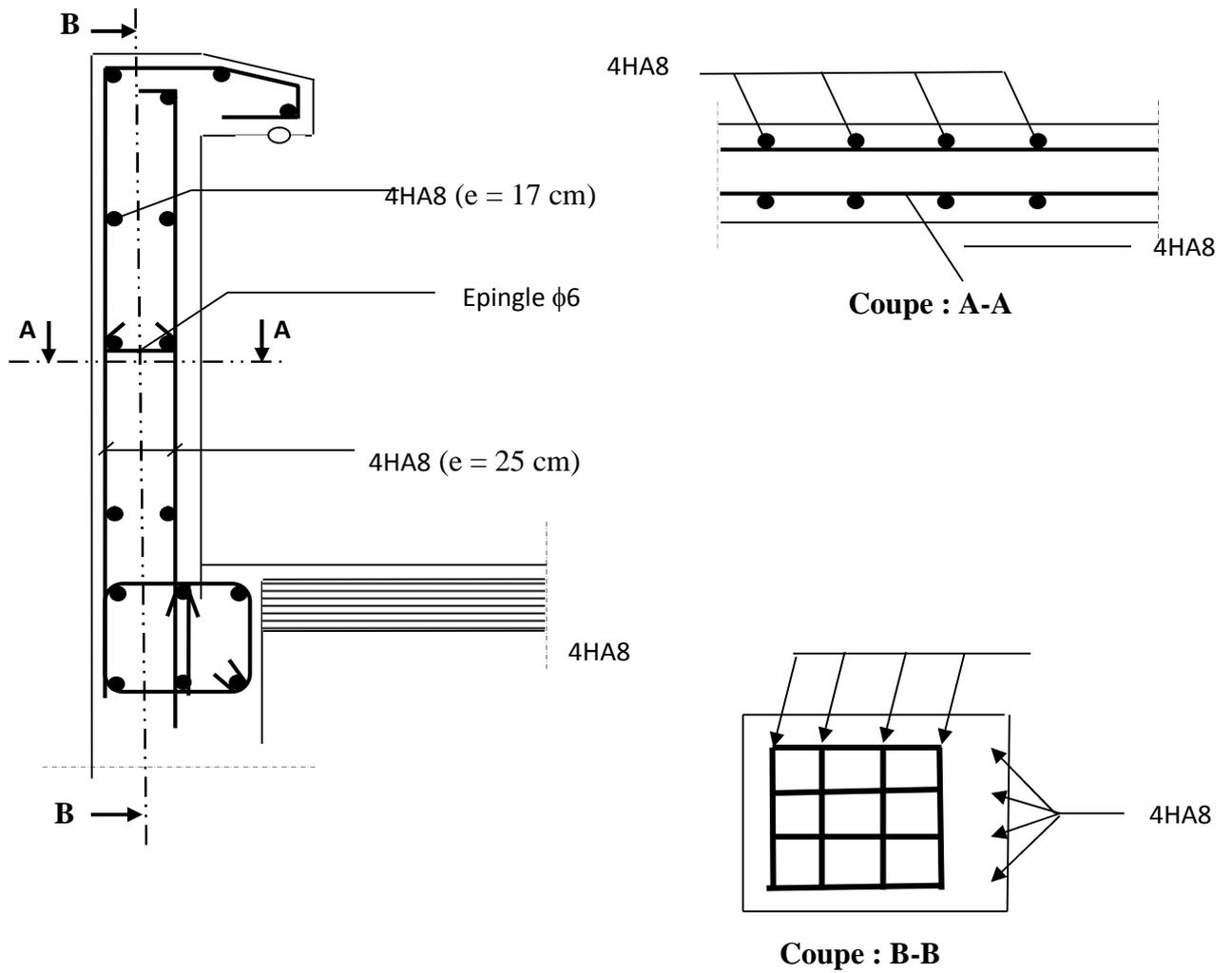


Figure III-1-3 Ferrailage de l'acrotère

III-2 calcul des balcons

Introduction

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher ; soumise à des charges permanentes G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale $Q1$ due à la main courante qui engendre un moment Mq dans la section d'encastrement.

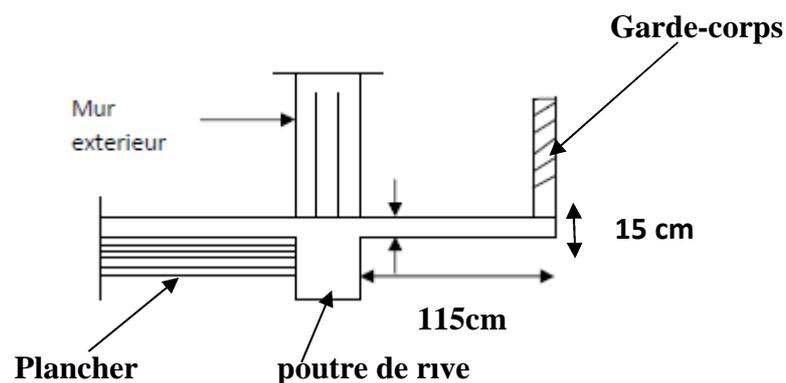
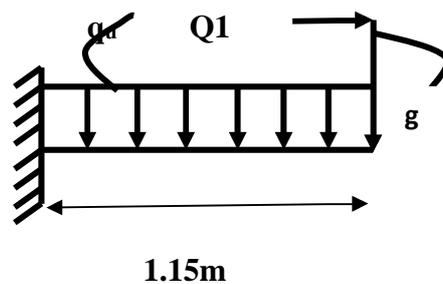
Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré à la figure suivante :

q_u : charge et surcharge pondérées de la dalle pleine.

$G1$: charge permanente du garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

$Q1$: surcharge du garde-corps.

➤ Schéma statique du calcul



III-2-1 dimensionnement du balcon

➤ L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{115}{10} = 11.5cm$$

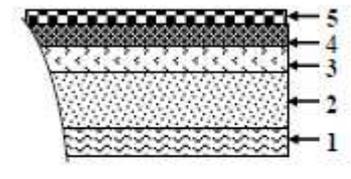
Avec L : largeur du la console.

On adopte $e_p = 15cm$.

III-2-2 Détermination des charges et surcharges

a) charges permanentes

Tableau III-2-1 : Evaluation des charges pour le balcon

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)	schéma
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44	
2	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75	
3	Couche de sable	0.03	18	0.54	
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44	
5	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
G total				5.61	Coupe verticale d'un balcon

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps)

p_{mur} = poids de brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ($e_p = 2cm$)).

Tableau III-2-2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1m$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

c) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (DTR B.C.2.2).}$$

d) Charge due à la main courante

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III-2-3 Combinaisons de charges**III-2-3-1 Combinaisons de charges à l'ELU****➤ La dalle**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.61) + (1.5 \times 3.5) = 12,82 \text{ KN/ml.}$$

➤ Le garde-corps

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml.}$$

➤ La main courante

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

III-2-4 Ferrailage du balcon**III-2-4-1 A l'ELU****a) Calcul du moment sollicitant**

$$\text{Moment dû à la charge } q_u : M_1 = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$\text{Moment dû à poids du garde-corps } : M_2 = q_{u1} \times L$$

$$\text{Moment dû à la main courante } : M_3 = q_{u2} \times H$$

$$\text{Le moment total est } : M_u = M_1 + M_2 + M_3$$

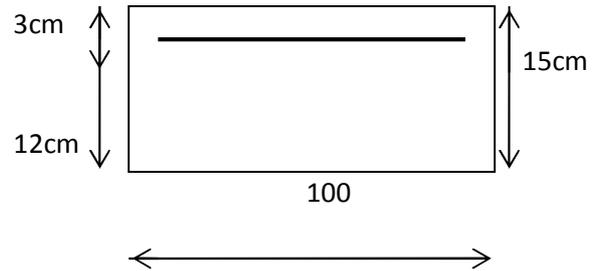
$$M_u = \frac{12.82 \times 1.15^2}{2} + 2.187 \times 1.15 + 1.5 \times 1$$

$$M_u = 12.49 \text{ Kn.m}$$

b) Calcul des armatures à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

b-1) Armatures principales



La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu}=14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; c=3 \text{ cm} ; d=12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.49 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.060 \implies \beta = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.49 \times 10^6}{0.969 \times 120 \times 348} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12=4.52cm²** avec un espacement de Avec $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

b-2) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}$$

Soit une section de **4HA10= 3,14cm²** avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

c) Vérification à L'E.L.U

c-1) condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

$$\checkmark A_s > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

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

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \implies$ condition Vérifiée.

c-2) Vérification au Contrainte de cisaillement [BAEL 91 /ART A.5.1.21] :

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

- ✓ $V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.82 \times 1.15 + 2.187 = 16.93 \text{Kn}$
- ✓ $\tau_u = \frac{16.93 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.14 \text{Mpa}$
- ✓ $\bar{\tau}_u = \min \{0,15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4. \text{MPa}\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{Mpa} \right\} = \min \{3.26; 4 \text{Mpa}\}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.14 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{Mpa}$

⇒ La condition est vérifiée.

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]

$$V_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$= 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.12 \times \frac{1}{1.15} = 939.13 \text{Kn}$$

$V_u = 16.93 \text{Kn} \leq 939,13 \text{Kn} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c-4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

[BAEL 91/ART A.6.1.3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets Égaux, la formule devient :

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

Σui: Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets.

$$\Sigma u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.93 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.07 \times 10} = 1.04 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.04 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

c-5) Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]

- Armatures longitudinales

$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$

La longueur de scellement droit est :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.3 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$* L_c = 0.4 L_s$$

$$* L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversal

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$

c-6) Espacements des barres

- Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min\{4h; 33\text{cm}\} = \min\{4 \times 15; 33\} = \min\{60; 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures transversal:

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 15; 45\} = \min\{60; 45\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-4-2 Calcul à L'ELS

a) Combinaisons de charges à l'ELS

➤ La dalle

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.61 + 3.5) \times 1 = 9.11 \text{ KN/ml.}$$

➤ Le garde-corps

$$q_{s2} = g \times 1 \text{ m} = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

➤ **La main courante**

$$q_{s3} = q \times 1m = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{sL}^2}{2} + q_{s1} \times L + q_{s2} \times H \right) = \frac{9.11 \times 1.15^2}{2} + 1.62 \times 1.15 + 1 \times 1 = 8.88$$

$$M_s = 8.88 \text{ Kn.m}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

➤ **La contrainte dans les aciers :** $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$.

➤ **La contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Calcul β

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$$\rho_1 = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.88 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 180.90 \text{ Mpa}$$

➤ **Conclusion**

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \implies$ La condition n'est pas vérifiée.

Alors, Il faut calculer les armatures à L'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_{st} b d^2} = \frac{8.88 \times 10^6}{201.63 \times 1000 \times 120^2} = 0.003 < 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_s = 0.003 \implies \beta = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.88 \times 10^6}{0.998 \times 120 \times 201.63} = 367.74 \text{ mm}^2 = 3.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12=4.52 cm² Avec : St=25 cm

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$$\rho_1 = 0.376 \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies$

$$\sigma_{st} = \frac{8.88 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 180.90 \text{ Mpa}$$

➤ **Conclusion**

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \implies$ La condition n'est pas vérifiée.

c) Vérification des contraintes de compression dans le béton: [BAEL 91 /ART A.4.5.2]

➤ Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.90}{37.63} = 4.807 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ Condition vérifiée

d) Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{115} = 0.130 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifié
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{115} = 0.130 \geq \frac{12.49}{10 \times 12.49} = 0.1 \Rightarrow$ condition vérifié
- $\frac{A}{db} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifié

➤ **Conclusion**

Les balcons seront ferrillés comme suit :

- **Armatures principales : 4HA12 avec e=25 cm.**
- **Armatures secondaires : 4HA10 avec e=25 cm.**

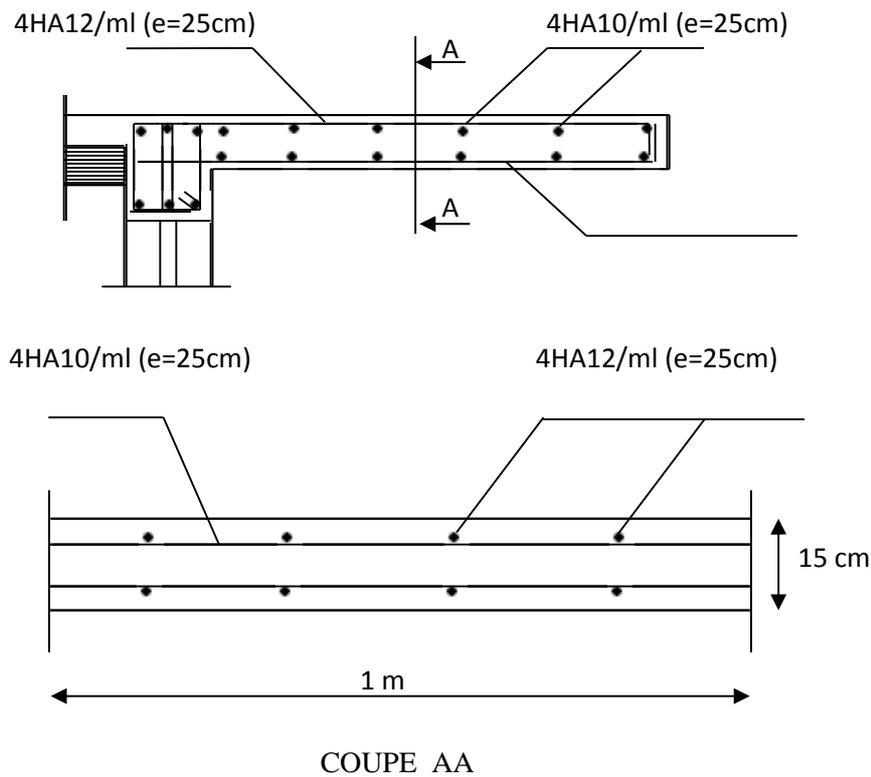


Figure III-2-1 Ferrailage de balcon

III-3 Etude de la deuxième volée (type 2)

III-3-1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III-3-2 Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig :

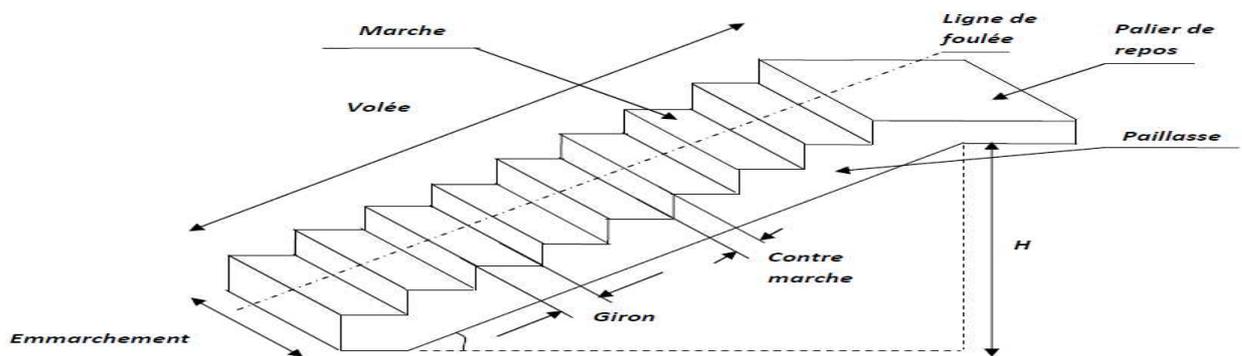


Figure III-1 Schéma d'un escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque

Nous avons :

- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 2.10\text{m}$

NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

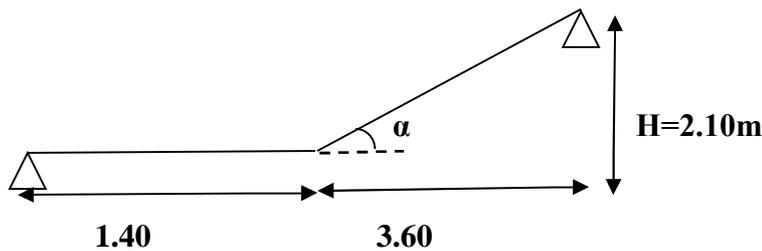


Figure III-2 Coupe verticale de la volée d'étage courant

III-3-3 Pré dimensionnement de l'escalier

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner notre escalier.

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

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Avec :

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche (giron)

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

a) Nombre de contre marches

Nous adoptons $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{210}{17} = 13 \text{ contre marches}$$

b) Nombre de marches

$$m = n - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ marches}$$

c) Emmarchement

$$E = 1.35\text{m.}$$

d) Calcul du giron

Le giron «g » est donné par la formule suivante :
D'après la loi de BLONDEL : $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

Soit: g= 30cm

III-3-4 Vérification de la loi de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos $l_1=1.40\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 3.60\text{m}$

III-3-2-5 Calcul de la longueur de la volée

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos\alpha} = \frac{360}{\cos 30.25^\circ} = 416.8\text{cm} = 4.168\text{m}$$

$$L = l_0 + l_2 = 4.168 + 1.40 = 5.568\text{m} = 556.8\text{cm}$$

III-3-6 Épaisseur de la paille

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{556.8}{30} \leq e_p \leq \frac{556.8}{20}$$

$$18.56\text{cm} \leq e_p \leq 27.84\text{cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$.

III-3-7 Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 556.80\text{cm}$

a) Détermination des sollicitations de calcul

a-1) Charges permanentes

➤ **Paillasse**

Eléments	Poids [kn/ml]
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.20 \times \frac{1}{\cos 30.25} = 5.78$
Poids propre des marches (17cm)	$25 \times 0.17 / 2 \times 1 = 2.125$
Revêtement de carrelage (2cm)	$20 \times 0.02 \times 1 = 0.40$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$
Poids du garde-corps	$0.2 \times 1 = 0.2$
$G_{\text{paillasse}}$	$G_1 = 9.31 \text{ kn/ml}$

➤ **Palier**

Eléments	Poids [kn/ml]
Poids propre du palier	$25 \times 0.20 \times 1 = 5$
Carrelage	$20 \times 0.02 \times 1 = 0.4$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$
	$G = 6.20 \text{ kn/ml}$

a-2) charges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par la DTR.B.C.2.2 est

$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kn/ml}$

b) Combinaison des charges et surcharges

b-1) A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

Paillasse : $q_u = 1.35 \times 9.31 + 1.5 \times 2.5 = 16.32 \text{ [KN/ml]}$.

Pallier : $q_u = 1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 2.5 = 12.12$ [KN/ml].

b-2) A l'ELS : G + Q

Paillasse : $q_s = 9.31 + 2.5 = 11.81$ [KN/ml]

Pallier : $q_s = 6.2 + 2.5 = 8.7$ [KN/ml]

III-3-8 Calcul à l'ELU

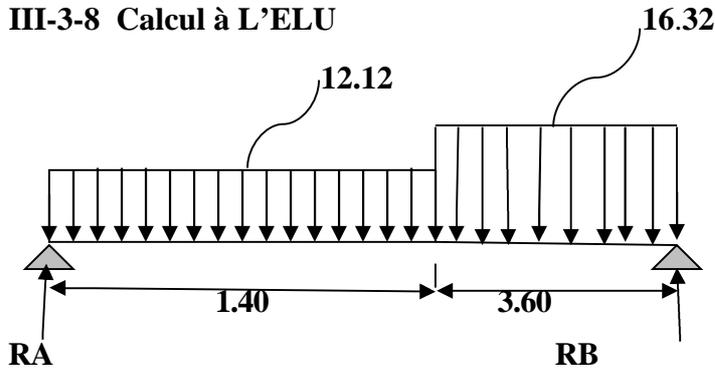


Figure III-3 Schéma statique des escaliers d'étage courant

D'après les formules de l' RDM :

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_u2 \times 3.6) + (q_u1 \times 1.4) = (16.32 \times 3.6) + (12.12 \times 1.4)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 75.72 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 12.12 \left(1.4 \times \frac{1.4}{2} \right) + 16.32 \left[3.60 \times \left(\frac{3.60}{2} + 1.4 \right) \right] - R_B \times 5 = 0$$

$$R_A = 35.74 \text{ KN.}$$

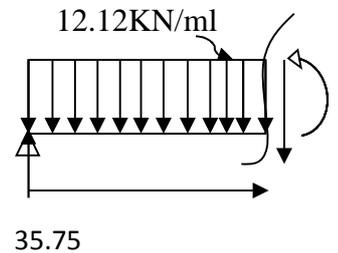
$$R_B = 39.98 \text{ KN.}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$:**

$$T_y = -12.12x + 35.74 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 35.74 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 18.77 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} + 35.74x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 38.17 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 3.60\text{m}$:

$$T_y = 16.32x - 39.98 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -39.98\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 18.77\text{KN} & \text{pour } x = 3.60\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -16.32 \frac{x^2}{2} + 39.98x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 38.17\text{KN.m} & \text{pour } x = 3.60\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 16.32x - 39.98 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.45\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 5 - 2.45 = 2.55\text{m}$

Donc :

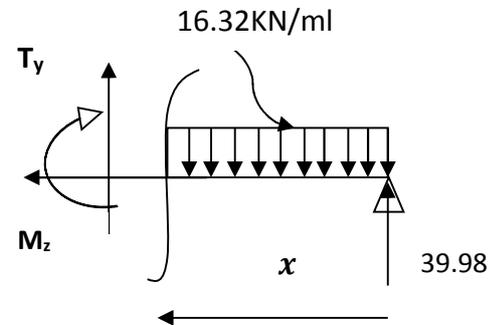
$$M_z^{\max} = -16.32 \frac{(2.45)^2}{2} + 39.98(2.45)$$

$$M_z^{\max} = 48.97\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -14.70\text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 41.62\text{KN.m}$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

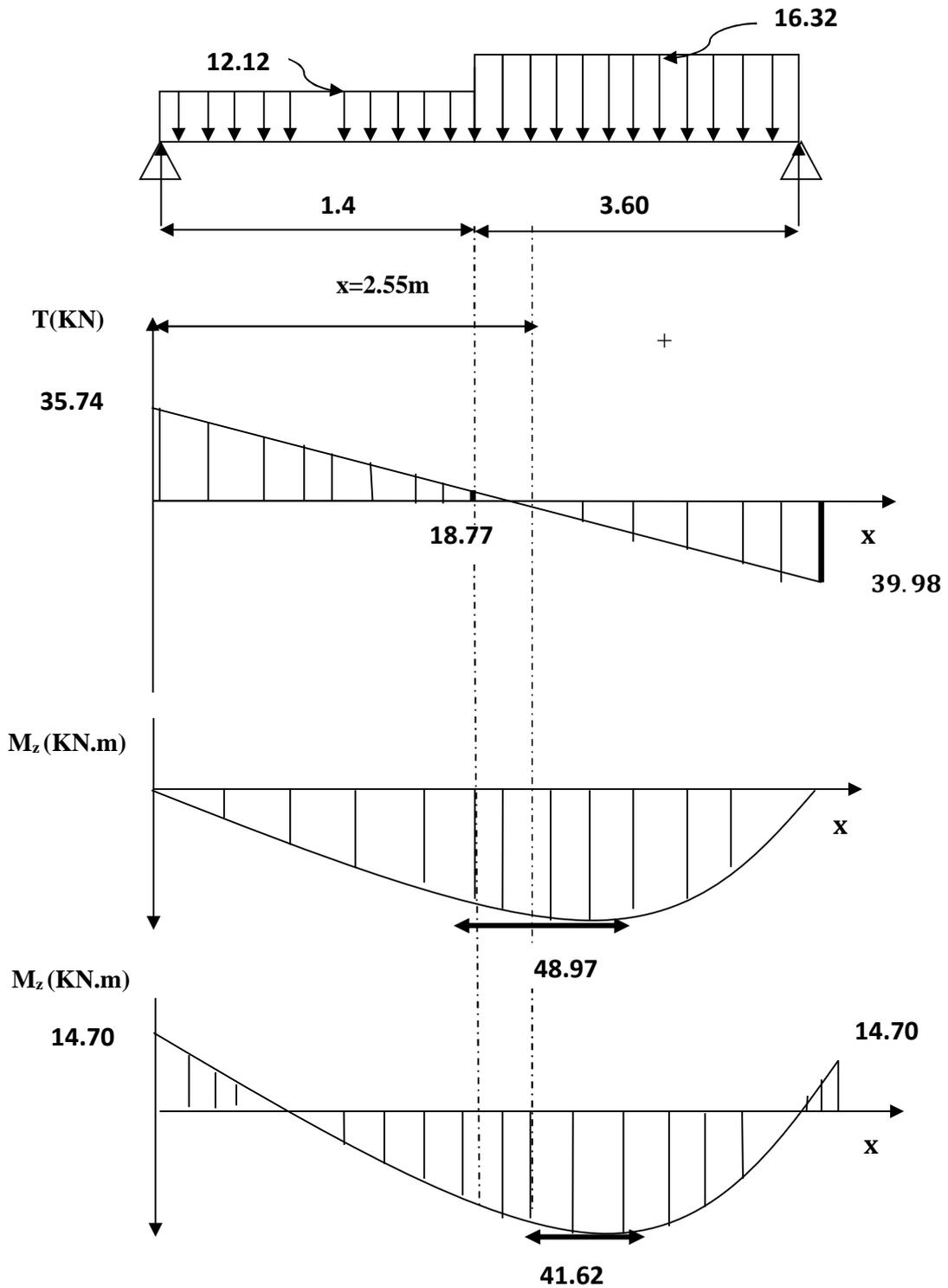


Figure III-4 Diagramme des efforts internes à l'ELU

c) Calcul des armatures

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

➤ **Aux appuis**

$$M_u = -14.70 \text{KN.m}$$

Armatures principales

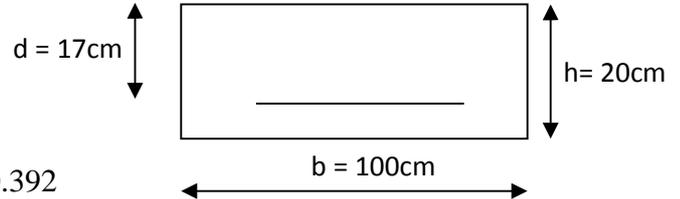
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14700000}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.036 \Rightarrow \beta_u = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14700000}{0.982 \times 170 \times 348} = 253.03 \text{mm}^2 = 2.53 \text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 ($A_a = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$.



Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79$$

On opte pour : 4HA10 ($A_a = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$.

➤ **En travées**

$$M_t = 41.62 \text{KN.m}$$

Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41620000}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.101 \Rightarrow \beta_u = 0.946$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{41620000}{0.946 \times 170 \times 348} = 7.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12=7.92cm²/ml ; Avec e =15cm.**

Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calcule les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_{rt} = 3.14\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

d) Vérification à l'ELU

d-1) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.05\text{cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.92\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.05\text{cm}^2$

La condition est vérifiée

d-2) Espacement des barres

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 15\text{cm}$ } $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ **condition vérifiée.**

d-3) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 39.98\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{39980}{1000 \times 170} = 0.24 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

Avec : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24\text{MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-4) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39980}{0.9 \times 170 \times 263.76} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d-5) Ancrage des barres (A-6-1-23)

La longueur de scellement est :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 10.58 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A, soit : **Lc = 4.232 cm.**

d-6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 39.98 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.52 \text{ Mpa} \\ \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d-7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$\text{Ast min à ancrer} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f}$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 39.98 \times 10^3}{400} = 115 \text{ mm}^2 = 1.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

III-4-9 Calcul à L'ELS

11.81

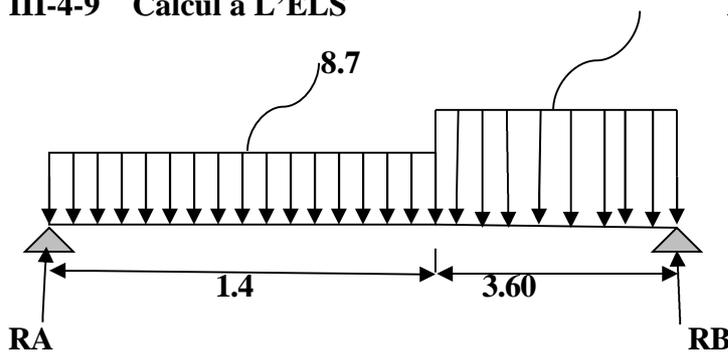


Figure III-5 Schéma statique des escaliers d'étage courant

$q_{\text{spaille}} = 11.81 \text{ kN/ml}$

$q_{\text{spalier}} = 8.7 \text{ kN/ml}$

a) Calcul des réactions aux appuis

$R_A + R_B = 54.70 \text{ kN}$

$R_A = 25.78 \text{ kN}$

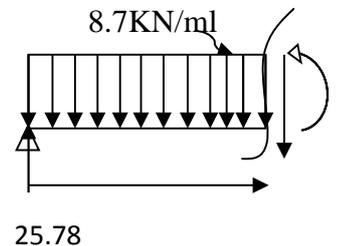
$R_B = 28.92 \text{ kN}$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$:

$T_y = -8.7x + 25.78 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 25.78 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 13.60 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$

$M_z = -8.7 \frac{x^2}{2} + 25.78x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 27.58 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$

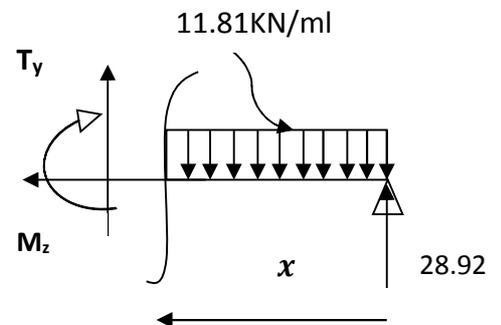


➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$:

$T_y = 11.81x - 28.92 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -28.92 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 13.60 \text{ kN} & \text{pour } x = 3.60 \text{ m} \end{cases}$

$M_z = -11.81 \frac{x^2}{2} + 28.92x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 27.58 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 3.60 \text{ m} \end{cases}$

$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 11.81x - 28.92 = 0$
 $\Rightarrow x = 2.45 \text{ m}$



Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 5 - 2.45 = 2.55 \text{ m}$

Donc :

$$M_z^{\max} = -11.81 \frac{(2.45)^2}{2} + 28.92(2.45)$$

$$M_z^{\max} = 35.41 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -10.62 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 30.10 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant : les valeurs complétés

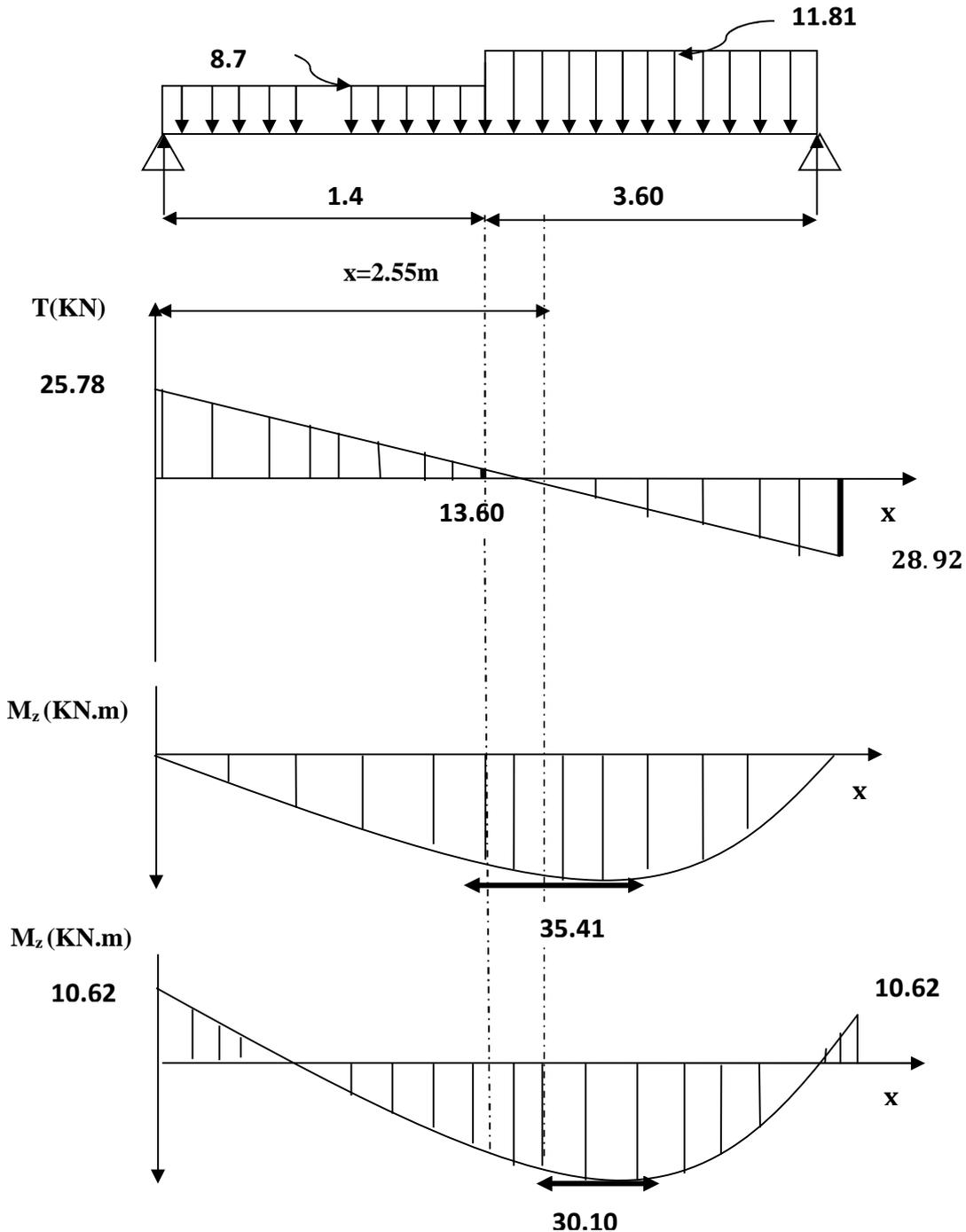


Figure III-6 Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

c) Vérification à l'ELS

c-1) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c-2) contrainte de compression dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \end{array} \right.$$

➤ **En travées**

$$A_t = 7.92 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 17} = 0.466$$

$$\rho_1 = 0.466 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \quad \alpha_1 = 0.312 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.312}{15(1-0.312)} = 0.030$$

$$\alpha_1 = 0.312 \Rightarrow K = 0.030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{30.10 \times 10^6}{792 \times 0.896 \times 170} = 249.51 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.030 \times 249.51 = 7.50 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.50 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2$$

$$M_a = 10.62 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \Rightarrow \beta_1 = 0.930 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = 0.210 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.210}{15(1-0.210)} = 0.018$$

$$\alpha_1 = 0.210 \Rightarrow K = 0.018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{10.62 \times 10^6}{314 \times 0.930 \times 170} = 213.93 \text{MPa} < 400 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.018 \times 213.93 = 3.85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.85 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-3) Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20cm.

b) $\frac{h}{L'} \geq \frac{M_t}{10M_t}$ L' : portée libre est égale à 500cm.

c) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

(La condition 1 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche).

c-4) Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

c-4-1) Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91]

$$f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

Avec :

\bar{f} : Flèche admissible

L : longueur de la poutre considérée.

M_t : Moment de service maximal en travée.

E_v : module de déformation différée du béton ;

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q_s = \max \{11.81 \text{ KN/ml}, 8.70 \text{ KN/ml}\} = 11.81 \text{ KN/ml.}$$

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

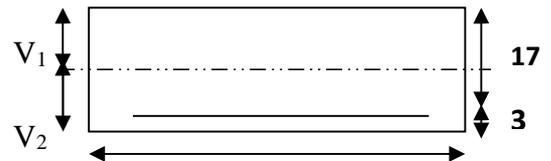
$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bd + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 17}{100 \times 17 + 15 \times 7.92} = 12.11 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 12.11 = 7.90 \text{ cm}$$



D'où :

$$I_{fv} = \frac{100}{3} \left(\overline{12.11}^3 + \overline{7.90}^3 \right) + 15 \times 7.92(7.90 - 3)^2$$

$$I_{fv} = 78485.58 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11.81 \times 5^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 78485.58 \times 10^{-8}} = 0.0011 \text{ m} < \bar{f} = \frac{5}{500} = 0.01 \text{ m}$$

$f < \bar{f}$ La Condition est vérifiée.

Schéma de ferrailage

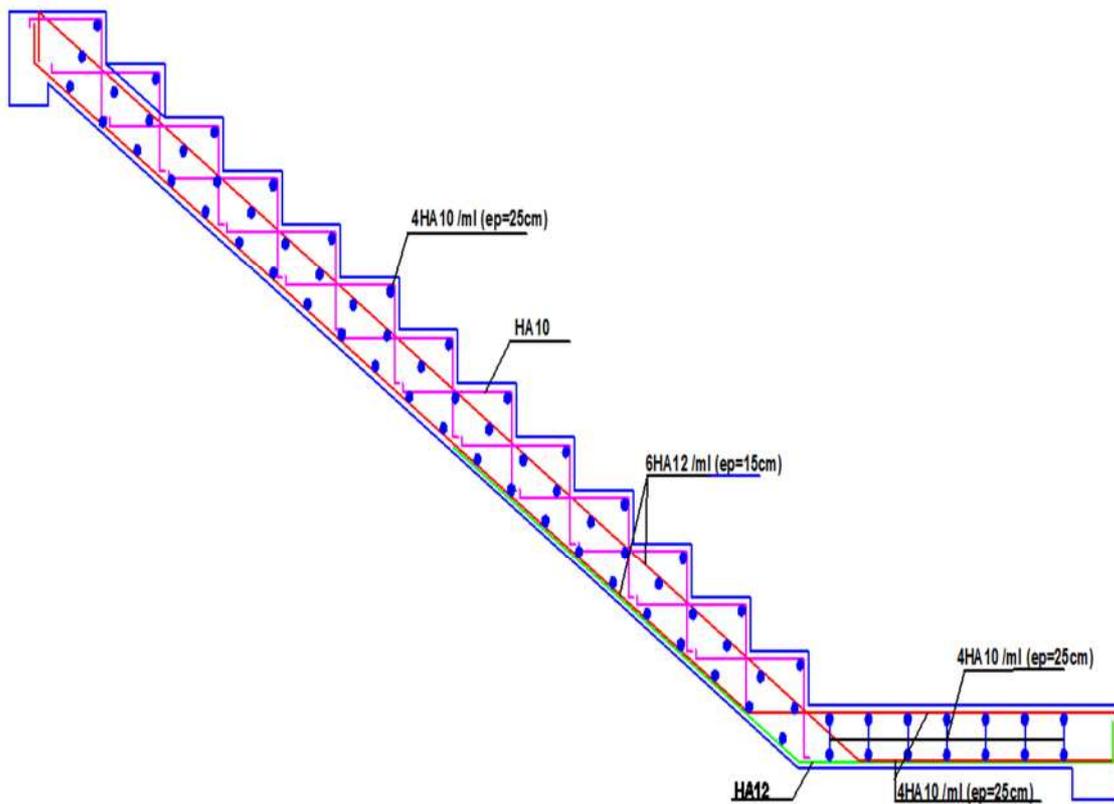


Schéma de ferrailage de type 2

III-4 Calcul de la poutre palière

Etant donné que l’escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastree dans les poteaux.

III-4-1 Pré dimensionnement

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

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d’appuis.

$L=500-30=470\text{cm}$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm} \quad ;$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 37 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 25\text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

III-4-2 Vérification des conditions sur RPA

$h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$

$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm}$ Toutes les conditions sont Vérifiées.

$h/b = 1.4 < 4$

Section adoptée :

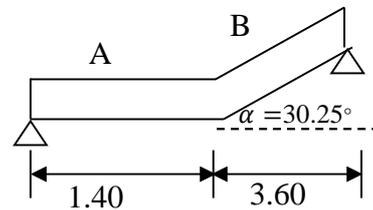
Poutre palière \Rightarrow **(25x35) cm²**

III-4-3 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2.36\text{KN/M}^2$).

➤ **Poids propre de la poutre**

- Parties A et C : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19\text{KN/ML}$.
- Partie B : $0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 30.25} = 2.54\text{KN/ML}$.



➤ **Chargement dû aux réactions du palier**

L'effort tranchant à l'appui :

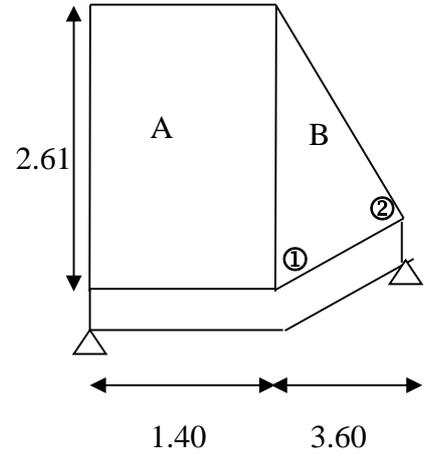
ELU : $T_u = R = 39.98 \text{ kN/ml}$

ELS: $T_s = R = 28.92 \text{ kN/m}$

➤ **Chargement dû au poids du mur extérieur**

- Partie A: $2.36 \times 2.61 = 6.16 \text{ kN/ml}$.
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

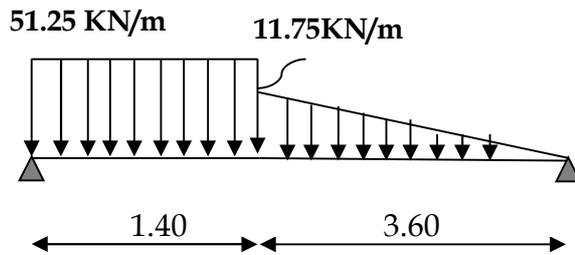
Point 1: 6.16 kN/ml ; Point 2: 0 kN/ml .



III-4-4 Calcul des efforts internes

1) Combinaison de charges à l'ELU

- **Partie A** : $q_u = 1.35(2.19 + 6.16) + 39.98 = 51.25 \text{ kN/ml}$.
- **Partie B**: Point 1 : $q_u = 1.35(2.54 + 6.16) + 0 = 11.75 \text{ kN/ml}$.



2) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 51.25 \times 1.40 + \frac{11.75}{2} \times 3.60$$

$$R_A + R_B = 92.9 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$51.25 \times 1.40 \times 0.7 + 11.75 \times 1.80 \times 2.60 = R_B \times 5$$

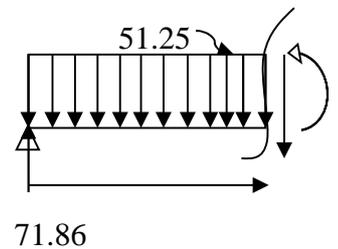
$$R_A = 71.86 \text{ kN}$$

$$R_B = 21.04 \text{ kN}$$

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$**

$$T_y = -51.25x + 71.86 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 71.86 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 0.11 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -51.25 \frac{x^2}{2} + 71.86x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 50.40 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$



➤ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 3.60$

Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$q_x/x = 11.75/3.60 \quad ; \text{Don : } q_x = 3.26x$$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 21.04x - \frac{(3.26x)x}{2} \cdot \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.543x^3 + 21.04x$$

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

- Pour $x=3.60 \rightarrow$

$$M_z = 50.40 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -1.629x^2 + 21.04$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 21.04 \text{ KN}$.

- Pour $x=3.60 \rightarrow T_y = -0.11 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=3.60\text{m}$

On obtient $M_z^{\max} = 50.40 \text{ KN.m}$

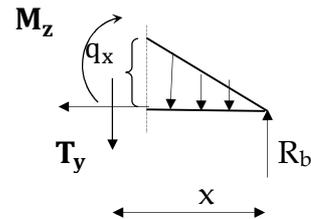
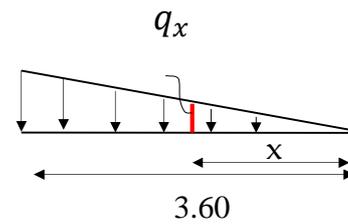
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 50.40 = -15.12 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 50.40 = 42.84 \text{ KN.m}$$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

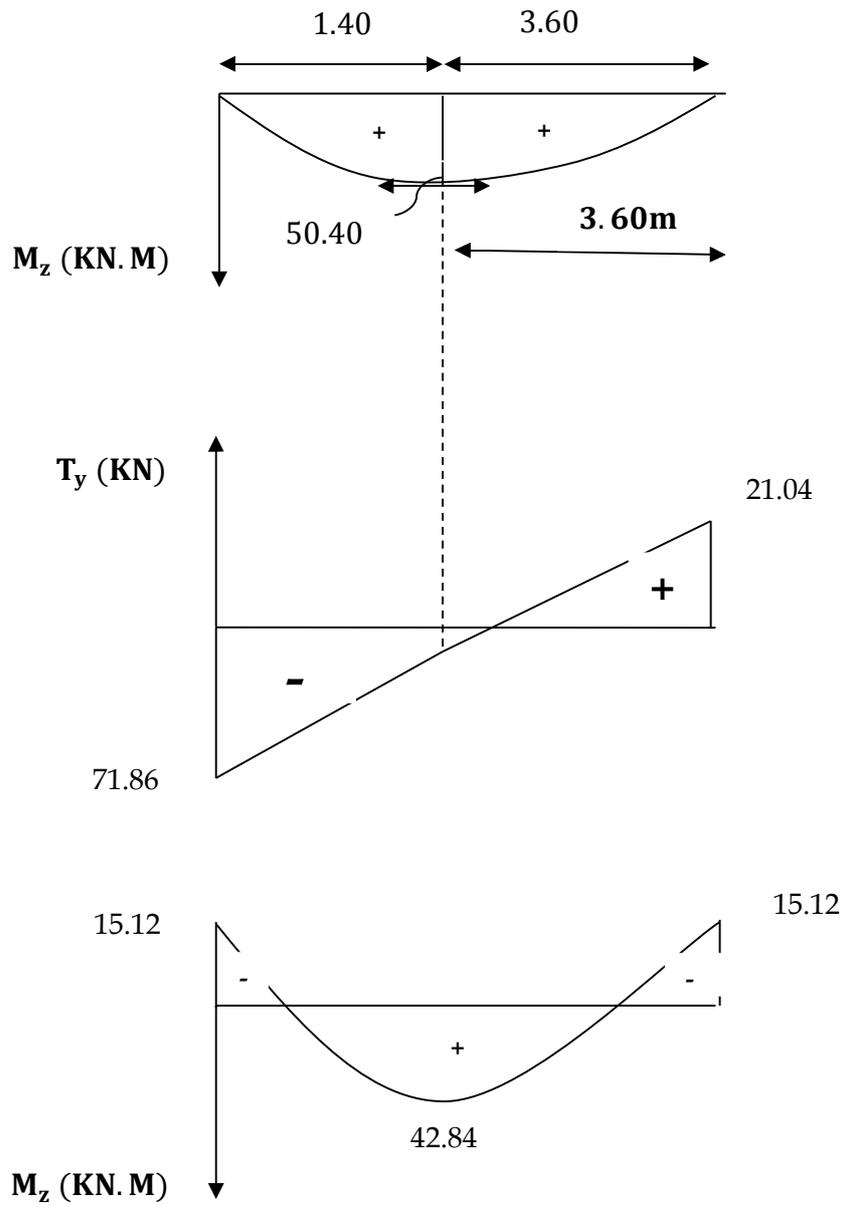


Figure III-4-1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-4-5 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ **Aux appuis**

$$M_{ua} = 15.12 \text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15120000}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.042 \Rightarrow \beta_u = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15120000}{0.979 \times 320 \times 348} = 138.69 \text{mm}^2 = 1.38 \text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 ($A_a = 3.39 \text{ cm}^2$).

➤ **En travées**

$$M_t = 42.84 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42840000}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.118 \Rightarrow \beta_u = 0.937$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42840000}{0.937 \times 320 \times 348} = 410.56 \text{ mm}^2 = 4.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16/ml ($A_t = 6.03 \text{ cm}^2$)

III-4-6 Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_s \text{ Totale} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 9.42 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

III-4-7 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$
 - En travées : $A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$
- } La condition est vérifiée

b) Contrainte tangentielle (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$T_{u \max} = 71.86 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{71860}{250 \times 320} = 1 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\text{Avec : } f_{c28}=25\text{Mpa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1\text{MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.07 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71860}{0.9 \times 320 \times 150.7} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.66 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres (A-6-1-23)

La longueur de scellement est

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{cm} \quad ; \text{ On prend } \quad L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{cm} \quad ; \text{ On prend } \quad L_s = 45 \text{cm.}$$

Vu que **Ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A, soit : **Lc = 18 cm.**

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 71.86 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 320} = 2\text{Mpa} \\ \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{71.86 \cdot 10^3}{348.100} = 2.06 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

g) Calcul des armatures transversales

g-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 16, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

g-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \text{ max}} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28.8; 40\text{cm})=28.8\text{cm}$$

III-4-8 Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

a) **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.6\right\}\right) = \min(8.75\text{cm}; 19.2\text{cm}) = \mathbf{7.5\text{cm}}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(28.8\text{cm}; 7.5\text{cm}) = 7\text{cm}$.

On opte pour $S_{t\max} = \mathbf{7\text{ cm}}$.

b) **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

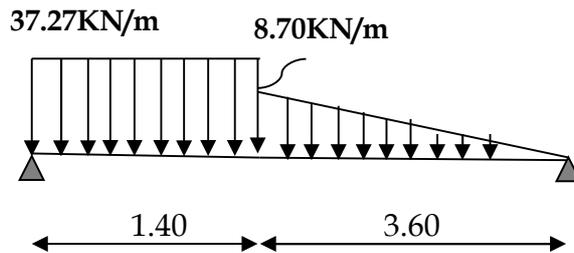
Soit : $S_{t\max} \leq \min(28.8\text{cm}; 17.5\text{cm}) = 15\text{cm}$

On opte pour $S_{t\max} = \mathbf{15\text{cm}}$

III-4-9 Vérification à l'ELS

Partie A : $q_s = 2.19 + 6.16 + 28.92 = 37.27\text{ KN/ML}$.

Partie B: Point 1: $q_s = (2.54 + 6.16) + 0 = 8.70\text{ KN/ML}$.



-Calcul des réactions d'appuis

$R_A = 52.40\text{KN}$

$R_B = 15.45\text{KN}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

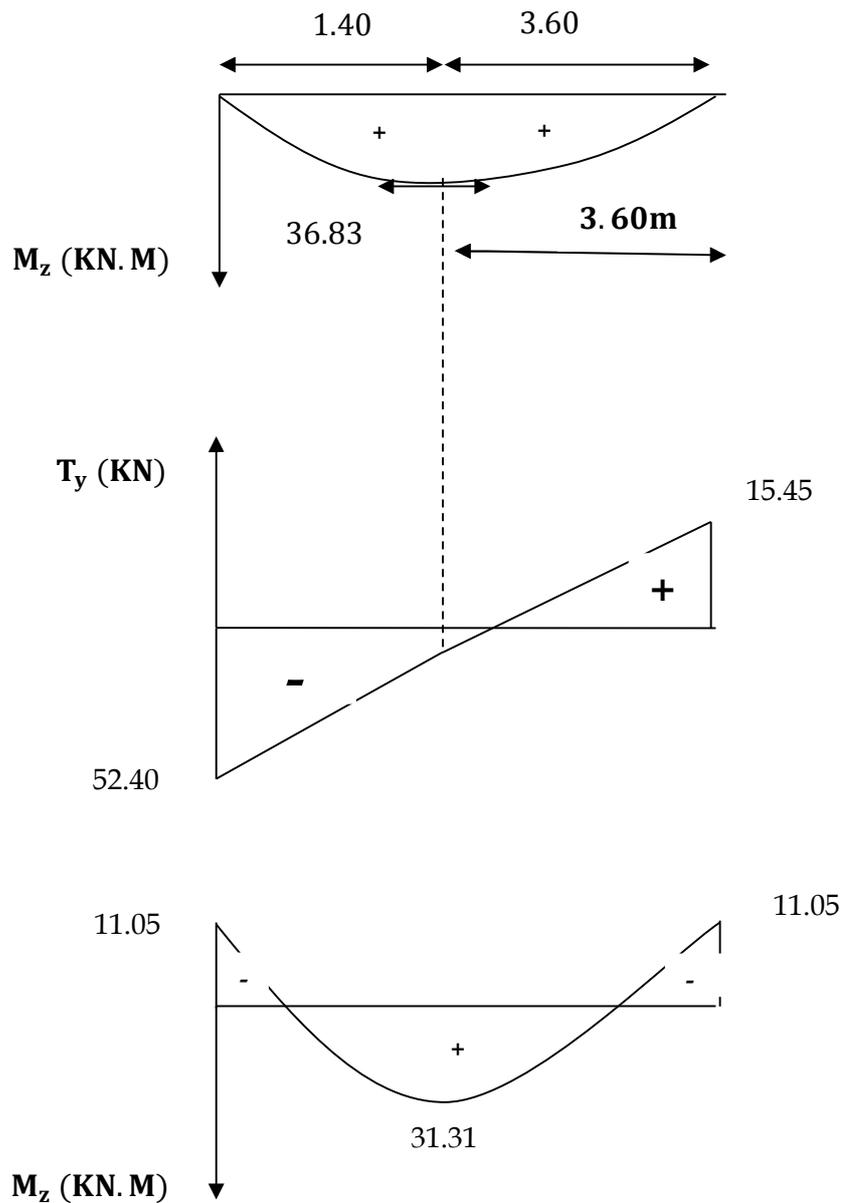


Figure III-4-2 Diagramme des efforts internes à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

➤ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.03}{25 \times 32} \times 100 = 0.750$$

$$\rho_1 = 0.750 \Rightarrow k_1 = 25 \text{ et } \beta_1 = 0.875$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{31.31 \times 10^6}{0.875 \times 320 \times 603} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{185.44 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 185.44 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{ cv.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{185.44}{25} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{7.42 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

➤ **Aux appuis**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 32} \times 100 = 0.424$$

$$\rho_1 = 0.424 \Rightarrow k_1 = 35 \text{ et } \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.05 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{113.18 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 113.18 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{113.18}{35} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{3.23 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.23 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

c) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{500} = 0.07$

- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{6.03}{25 \times 32} = 0.0075$

- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 31.31}{10 \times 37.27 \times 5^2} = 0.026$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

➤ **Conclusion :**

le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- **3HA16 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales.

- **1cadre et 1 étrier en HA8 .**

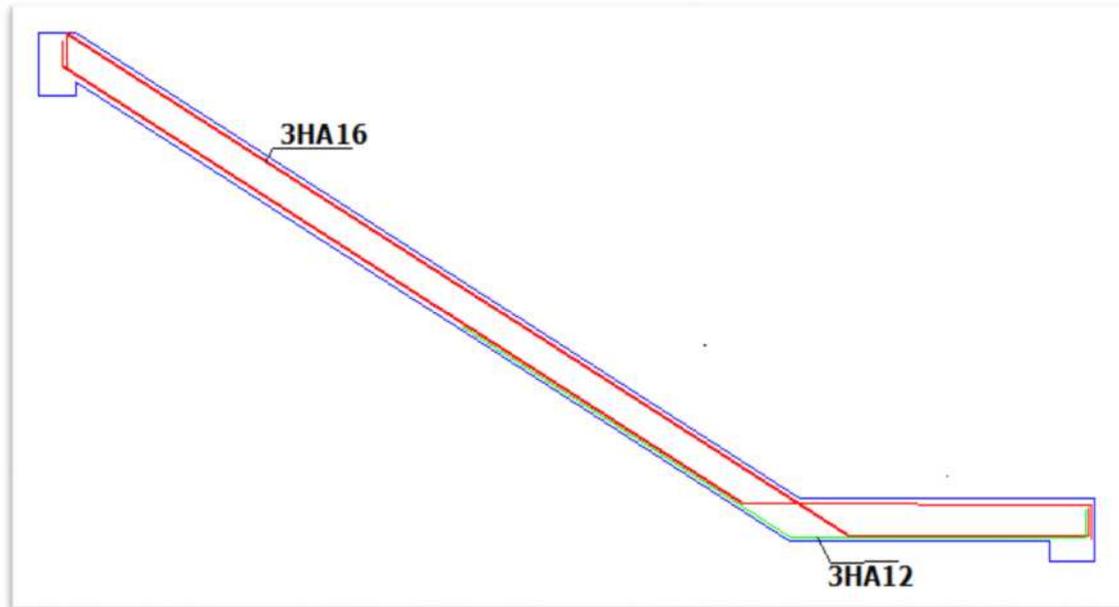


Figure III-3-2 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5 Calcul des planchers

III-5-1 Introduction

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+5) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III-5-2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "5 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \perp = \frac{4 \times 65}{520}$$

= 0,5cm²/ ml.

On adoptera pour une section de 6T5 (A =1.17 cm²) avec un espacement de 15cm.

-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A // = \frac{A \perp}{2} = 1.17 / 2 = 0585 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 6T5 (A =1.17cm²) avec un espacement de 15cm

Finalement, pour des raisons de disponibilité sur le marché nous adoptons un treillis soudé

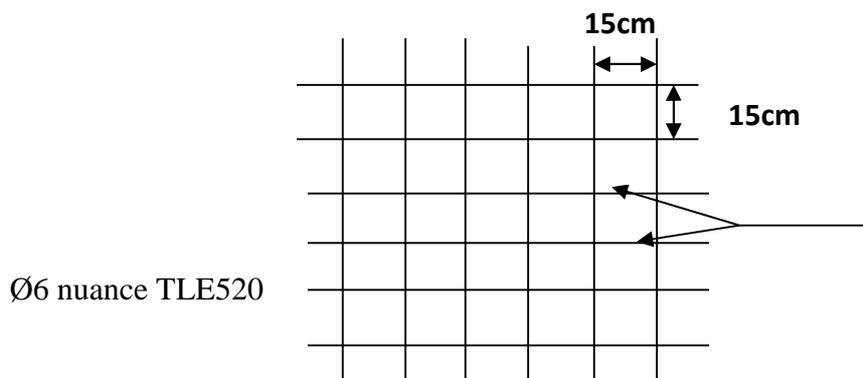


Figure III-5-1 ferrailage de la dalle de compression

III-5-3 Calcul des poutrelles

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

III-5-3-1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a) Ferrailage à l'ELU

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

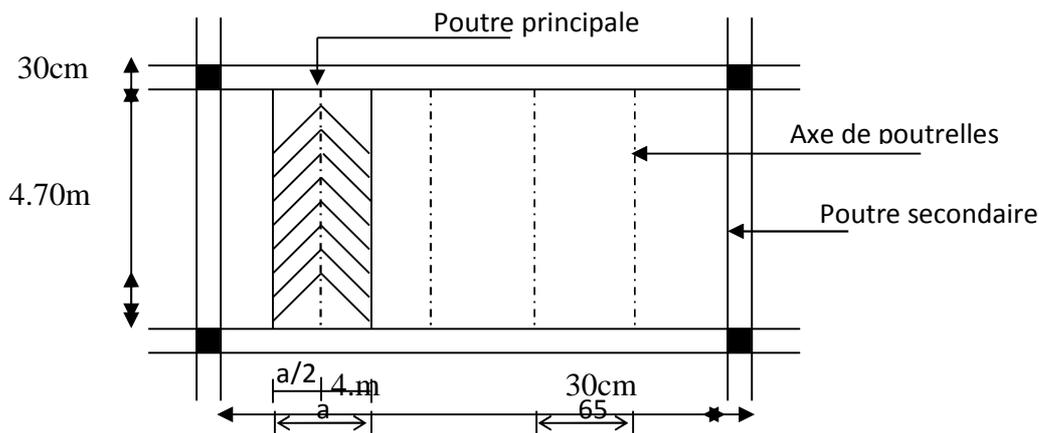


Figure III-5-2 surface revenant aux poutrelles

a-1) Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

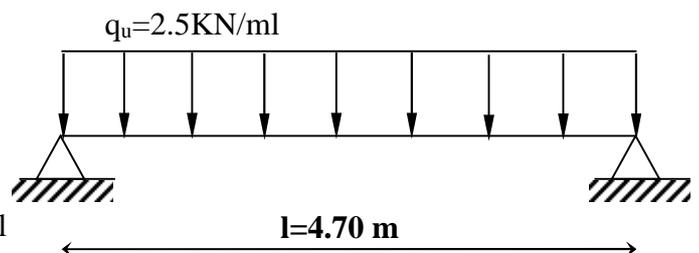


Figure III-5-3 Schéma statique de la poutrelle

a-2) Moment max en travée

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.7^2}{8} = 6.90 \text{ KN.m} \quad M_u = 6.90 \text{ KN.m}$$

a-3) Effort tranchant max

$$T = 5.88 \text{ KN}$$

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.70}{2} = 5.88 \text{ KN}$$

a-4) Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $b=12\text{cm}$; $d=h-c$; $h=5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=3\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu = \frac{6.90 \times 10^3 \times 10^3}{12 \times 10 \times (3 \times 10)^2 \times 14.2} = 4.499 \gg 0.392 \rightarrow \text{ la section est doublement armée}$$

NB : comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

III-5-3-2 Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G=5.50 \times 0.65=3.6 \text{ KN/m}$;

* Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$;

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=6.34 \text{ KN/m}$

à l'ELS $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=4.59 \text{ KN/m}$

III-5-3-2-1 Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3

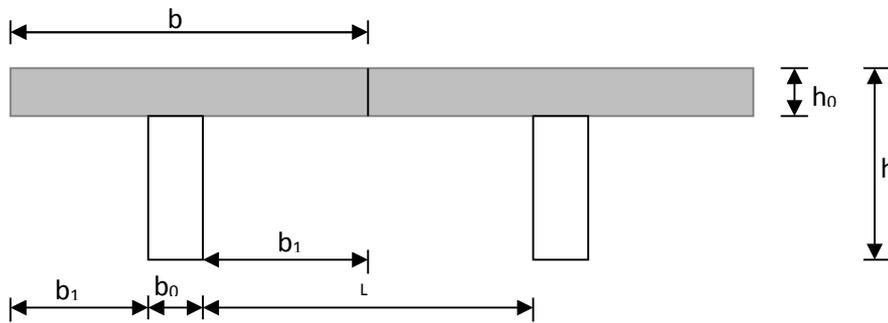


Figure III-5-4 schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

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

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

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

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

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 470$ cm)

Donc :

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 470 / 10 = 47 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (470/2) = 156,67 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26,5$ cm

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65$ cm

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

III-5-3-2-2 Choix de la méthode de calcul

A-Méthode forfaitaire

A-1) Domaine d'application de la méthode forfaitaire

Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/m^2 ,

c à d :

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$$\text{En effet : } \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.6 = 7.2\text{KN/m}^2$$

$$2.5 \leq 7.2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. Comme il n'y a pas de changement de section \rightarrow condition vérifiée ;
- Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

$$c \text{ à } d : \quad 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

Pour $l_1=4.7\text{m} ; l_2=4.2\text{m} \rightarrow l_1/l_2 = 4.7/4.2=1.12 \rightarrow$ la condition est vérifiée **OK**

Pour $l_2=4.2\text{m} ; l_3=4.2\text{m} \rightarrow l_2/l_3=4.2/4.2=1 \rightarrow$ la condition est vérifiée **OK**

Pour $l_3=4.2\text{m} ; l_4=3.5\text{m} \rightarrow l_3/l_4=4.2/3.5=1.2 \rightarrow$ la condition est vérifiée **OK**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi HB

A-2) Conclusion

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

A-3) Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougine art 3III4)

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

A-4) Exposé de la méthode

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

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

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

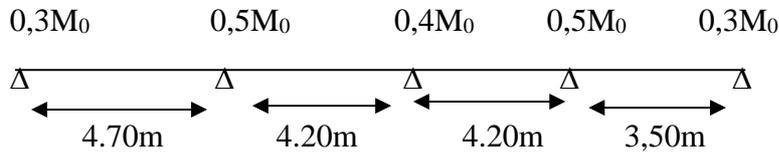
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

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



A-5) Application de la méthode

A-5-1) Calcul le rapport de charge

$\alpha = 0.975 / (0.975 + 3.6) = 0.21 \text{ KN/ml}$

$1 + 0.3\alpha = 1.06$

$(1 + 0.3\alpha) / 2 = 0.53$

$(1.2 + 0.3\alpha) / 2 = 0.63$

A-5-2) Calcul des moments fléchissant

A-5-2-1) Calcul du moment isostatique M_0 à l'ELU

$M_{01} = qu l^2 / 8 = 6.34 \times (4.7)^2 / 8 = 17.51 \text{ KN.m}$

$M_{02} = qu l^2 / 8 = 6.34 \times (4.2)^2 / 8 = 13.98 \text{ KN.m}$

$M_{03} = qu l^2 / 8 = 6.34 \times (4.2)^2 / 8 = 13.98 \text{ KN.m}$

$M_{04} = qu l^2 / 8 = 6.34 \times (3.5)^2 / 8 = 9.71 \text{ KN.m}$

Travée	A – B	B – C	C – D	D – E
L(m)	4.7	4.2	4.2	3.5
M0	17.51	13.98	13.98	9.71

A-5-2-2) Moments aux appuis

$M_1 = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 17.51 = 5.253 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \text{Max} [0.5 (M_{01}; M_{02})] = \text{Max} [0.5 (17.51 ; 13.98)] = 8.755 \text{KN}.$$

$$M_3 = \text{Max} [0.4 (M_{02}; M_{03})] = 0.4 \times 13.98 = 5.592 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = \text{Max} [0.5 (M_{03}; M_{04})] = 0.5 \times 13.98 = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 9.71 = 2.91 \text{KN.m}$$

Coefficient Forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
Mappui	5.235	8.755	5.592	6.99	2.91

A-5-2-3 Moments En travées

-Travée de rive A – B :

$$a) M_{tAB} \geq 1.06M_{01} - \frac{M_1 + M_2}{2} \rightarrow M_{tAB} \geq 1.06 \times 17.51 - 7.004 = 11.56 \rightarrow M_{tAB} \geq \mathbf{11.56}$$

$$\text{Et : } (1 + 0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01} \rightarrow \mathbf{18.56 \geq 18.39 \quad CV}$$

$$b) M_t \geq 0.63 \times 17.51 \rightarrow M_t \geq \mathbf{11.03}$$

On prend : $M_{tAB} = \mathbf{11.56 \text{Kn.m}}$

-Travée intermédiaire B – C :

$$a) M_{tBC} \geq 1.06M_{02} - \frac{M_2 + M_3}{2} \rightarrow M_{tBC} \geq 1.06 \times 13.98 - 7.17 = 7.645 \rightarrow M_{tBC} \geq \mathbf{7.645}$$

$$\text{Et : } (1 + 0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02} \rightarrow \mathbf{14.82 \geq 14.68 \quad CV}$$

$$c) M_{tBC} \geq 0.53 \times 13.98 \rightarrow M_{tBC} \geq \mathbf{7.409}$$

On prend : $M_{tBC} = \mathbf{7.645 \text{Kn. m}}$

-Travée intermédiaire C– D :

$$a) M_{tCD} \geq 1.06M_{03} - \frac{M_3 + M_4}{2} \rightarrow M_{tCD} \geq 1.06 \times 13.98 - 6.29 = 8.528 \rightarrow M_{tCD} \geq \mathbf{8.528}$$

$$\text{Et : } (1 + 0.3\alpha)M_{03} \geq 1.05M_{03} \rightarrow \mathbf{14.82 \geq 14.68 \quad CV}$$

$$c) M_{tCD} \geq 0.53 \times 13.98 \rightarrow M_{tCD} \geq \mathbf{7.409}$$

On prend : $M_{tCD} = \mathbf{8.528 \text{Kn. m}}$

-Travée de rive D – E:

$$a) M_{tDE} \geq 1.06M_{04} - \frac{M_4 + M_5}{2} \rightarrow M_{tDE} \geq 1.06 \times 9.71 - 4.95 = 5.343$$

$$\text{Et : } (1 + 0.3\alpha)M_{05} \geq 1.05M_{05} \rightarrow \mathbf{10.29 \geq 10.19 \quad CV}$$

c) $M_{tDE} \geq 0.63 \times 9.71 \rightarrow M_{tDE} \geq 6.117$

On prend : $M_{tDE} = 6.117 \text{Kn}$.

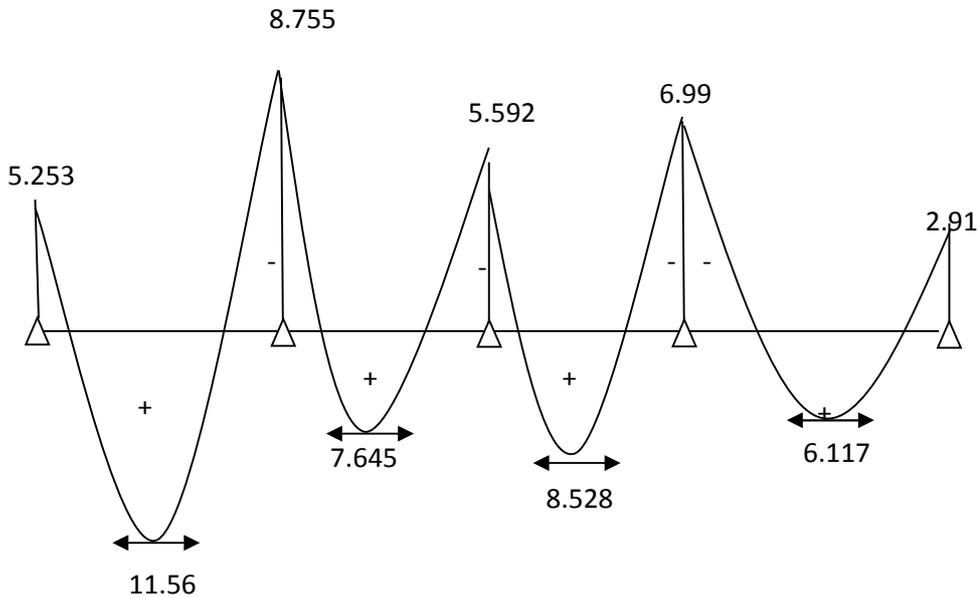


Figure III-5-6 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

A-5-3 Calcul de l'effort tranchant

$$\Rightarrow V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$\Rightarrow V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

-La travée A – B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$= \frac{6.34 \times 4.7}{2} + \frac{(-8.755) - (-5.253)}{4.7} = 14.899 - 0.745 = 14.15 \text{ Kn}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$= -\frac{6.34 \times 4.7}{2} + \frac{(-8.755) - (-5.235)}{4.7} = -14.899 - 0.745 = -15.64 \text{ Kn}$$

-La travée B- C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$= \frac{6.34 \times 4.2}{2} + \frac{(-5.592) - (-8.755)}{4.2} = 13.31 + 0.753 = \mathbf{14.06Kn}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$= -\frac{6.34 \times 4.2}{2} + \frac{(-5.592) - (-8.755)}{4.2} = -13.31 + 0.753 = \mathbf{-12.56 Kn}$$

-La travée C- D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$= \frac{6.34 \times 4.2}{2} + \frac{(-6.99) - (-5.592)}{4.2} = 13.31 - 0.333 = \mathbf{12.97 Kn}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$= -\frac{6.34 \times 4.2}{2} + \frac{(-6.99) - (-5.592)}{4.2} = -13.31 - 0.333 = \mathbf{-13.64Kn}$$

-La travée D- E

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$= \frac{6.34 \times 3.5}{2} + \frac{(-2.91) - (-6.99)}{3.5} = 11.095 + 1.166 = \mathbf{12.26Kn}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$= -\frac{6.34 \times 3.5}{2} + \frac{(-2.91) - (-6.99)}{3.5} = -11.09 + 1.166 = \mathbf{-9.92Kn}$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
V_W	14.15	14.06	12.97	12,26
V_E	-15.64	-12.56	-13.64	-9.92

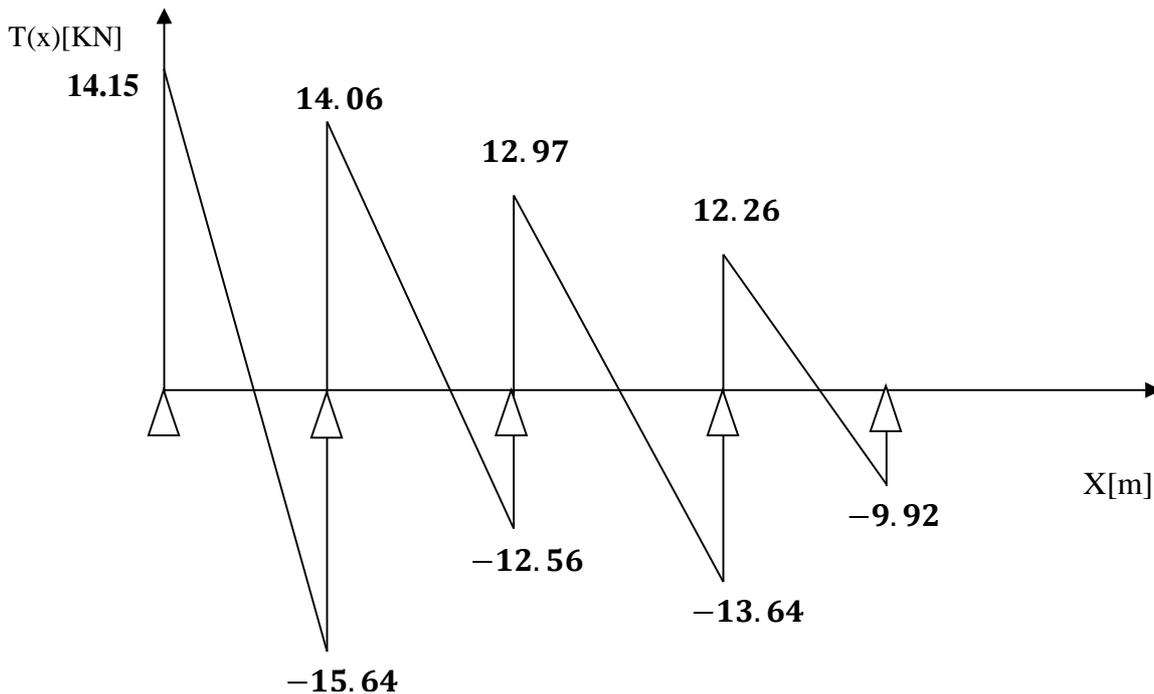


Figure III-5-7 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

III-5-3-2-3 Calcul des armatures

a) Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques

Suivantes : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

a-1) Armatures longitudinales

➤ En travées

$$M_{ut}^{max} = 11.56 \text{ Kn.m}$$

-calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} \text{ Avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$= 0,65 \times 0,05 \left(0,18 - \frac{0,05}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 71.53 \text{ KN.m}$$

$M_{ut}^{max} < M_0 \implies$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section Rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=21\text{cm}$).

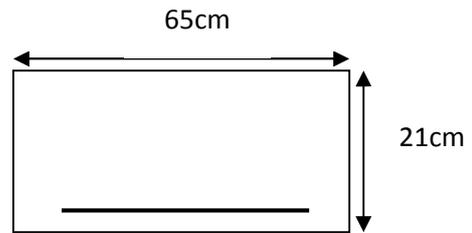
$$\mu = \frac{M^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.56 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0387$$

$\mu = 0.0387 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (S S A)

-Du tableau (**Pierre Charon**) on tire : β

$$\mu = 0.0387 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{St} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.56 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}}$$



$$A_{St} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section (bxh) = (12 x 20) cm.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.755 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.159$$

$\mu = 0.159 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S S A

$$\mu = 0.159 \longrightarrow \beta = 0.914$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.755 \times 10^5}{0.914 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad A_{sa} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{adp} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

-Conclusion

En travée : $5HA12 = 3.14 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

a-2) Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

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

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte un étrier de $\varnothing = 8 \text{ mm}$ et d'espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ entre les cadres.

a-3) Vérifications à l'ELU

a-3-1) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Psi : \text{Coefficient de scellement. } = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).} \\ \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sum u_i \text{ Somme de périmètres utiles des barres} \\ \text{Avec } \sum u_i = n \pi \varnothing. \\ n : \text{Nombre e barres.} \end{array} \right.$

➤ **En travée**

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{15.64 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 0.51 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.51 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifié

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Aux appuis**

$$\sum u_i = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_u = \frac{15.64 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.54 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1.54 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifié

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres.

a-3-2) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} \text{Telque : } \begin{cases} \tau_u = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \\ \tau_u = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.} \\ l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \end{cases}$$

$\phi = 10 \text{ mm}$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400, ls=40cm.**

a-3-3) La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99)

$$l_c = 0.4l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : Longueur d'ancrage.

a-3-4) condition de non fragilité

➤ **En travées**

On doit vérifier que :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a-3-5) Diamètre des armatures transversales

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_1 ; b_0/10) \quad (\text{Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99}) :$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h/35 = 21/35 = 0.6 \\ \phi_1 = 1 \text{ cm} \\ b_0/10 = 12/10 = 1.2 \end{cases} \quad \text{soit : } \phi = 6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ_6

a-3-6) Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99)

Les fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$$

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

$$V_u = V_u^{max} = 15.64 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{15.64 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.724 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

III-5-3-2-4 Calcul à l'ELS

a) Combinaison de charge

$$q_s = G + Q = 4.59 \text{ KN/ml.}$$

b) Les efforts internes

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les

Résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s / q_u

$$q_s / q_u = 4.59 / 6.34 = 0.724$$



$\frac{q_s}{q_u} = 0.724$

C) Calcul des moments fléchissant

➤ **Aux appuis**

$$M_1 = -5.253 \times 0.724 = -3.79 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8.755 \times 0.724 = -6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.592 \times 0.724 = -4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6.99 \times 0.724 = -5.06 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -2.91 \times 0.724 = -2.11 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée**

$$M_{TAB} = 11.56 \times 0.724 = 8.369 \text{ KN.m}$$

$$M_{IBC} = 7.645 \times 0.724 = 5.535 \text{ KN.m}$$

$$M_{ICD} = 8.528 \times 0.724 = 6.174 \text{ KN.m}$$

$$M_{IDE} = 6.117 \times 0.724 = 4.429 \text{ KN.m}$$

D) Calcul des efforts tranchants

Avec : $V_s=0.724V_u$.

$$V_A=14.15 \times 0.724 = 10.245 \text{ Kn}$$

$$V_B=-15.643 \times 0.724 = -11.32 \text{ Kn}$$

$$V'_B=14.06 \times 0.724 = 10.18 \text{ Kn}$$

$$V_C=-12.56 \times 0.724 = -9.09 \text{ Kn}$$

$$V'_C=12.97 \times 0.724 = 9.39 \text{ Kn}$$

$$V_D=-13.64 \times 0.724 = -9.59 \text{ Kn}$$

$$V'_D=12.26 \times 0.724 = 8.88 \text{ Kn}$$

$$V_E=-9.92 \times 0.724 = -7.18 \text{ Kn}$$

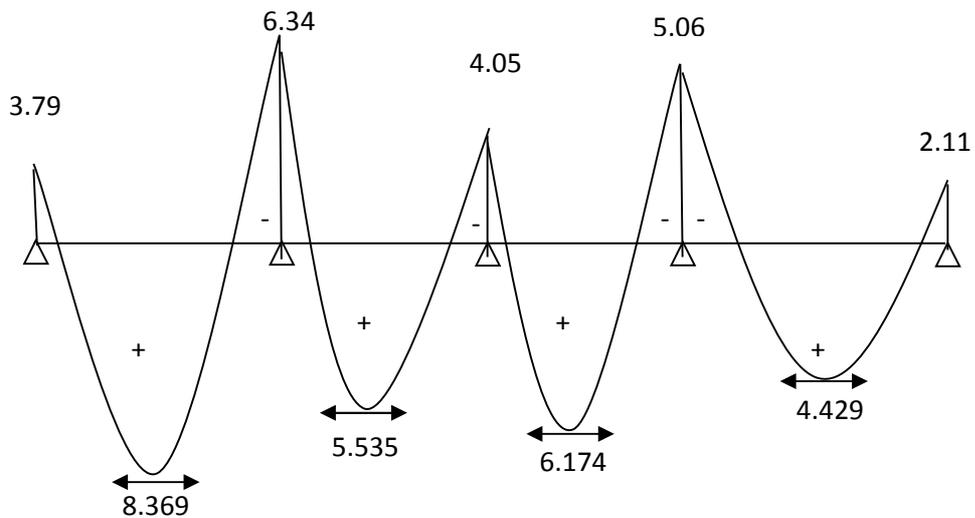


Figure III-5-8 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

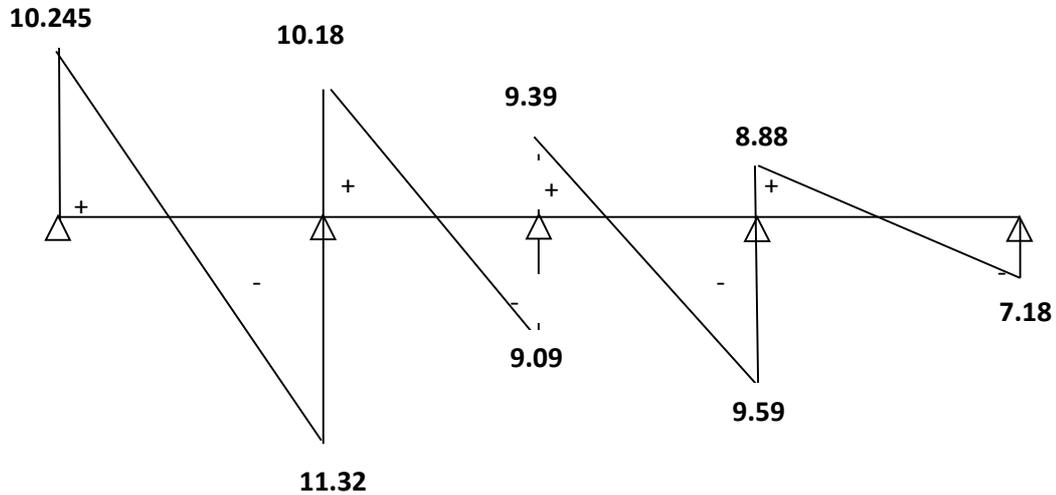


Figure III-5-9 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

III-5-3-2-5 Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

B) Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL 91):

➤ Aux appuis

Dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est : $A_a=2HA10= 1.57 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad \text{Donc } \rho_1 = 0.727 \rightarrow$$

$$\{\beta_1 = 0.877, K_1 = 25.65\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_{sa} \times d} = \frac{6.34 \times 10^6}{0.877 \times 1.57 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 255.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{255.81}{25.65} = 9.97 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 255.81 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ En travées

Dans le béton

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 5.65}{12 \times 18} = 2.616 \text{ Donc } \rho_1 = 2.616 \rightarrow \{\beta_1 = 0.808, K_1 = 11.04\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{8.369 \times 10^6}{0.808 \times 5.65 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 101.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{101.8}{11.04} = 9.22 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 101.8 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

C) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$ $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	}	<p>h : hauteur de la section est égale à 21 cm.</p> <p>L : portée libre est égale à 470 cm.</p> <p>A : section des armatures tendues.</p> <p>M_{st} : moment fléchissant max en travée.</p> <p>M₀: moment max de la travée isostatique</p>
--	---	--

$$\frac{21}{470} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.625 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{21}{470} = 0.045 \geq \frac{8.369}{10 \times 12.67} = 0.066 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{5.65}{65 \times 18} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche

D) Calcul de la flèche

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = l/500 = 4700/500 = 9.4\text{mm}$$

$$f = \frac{M_{st} l^2}{10 E_V I_{fv}}$$

Avec : \bar{f} : Flèche admissible.

E_V : Module de déformation différé.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n = E_s/E_b = 15$)

-Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

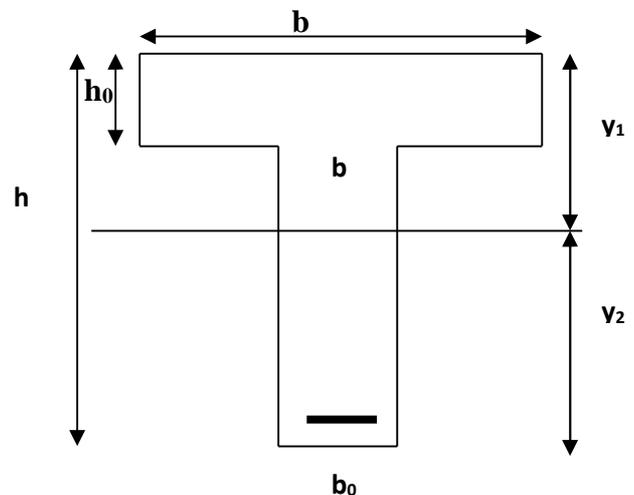
$$= 12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = 601.75 \text{ cm}$$

-Calcul de : Y_1 et Y_2

y_1 : position de l'axe neutre

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :



$$\begin{aligned}
 S_{/xx} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \times \frac{h_0}{2} + 15 A_t d \\
 &= b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t d \\
 &= 12 \times \frac{21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18
 \end{aligned}$$

S/xx = 4834 cm²

$$y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4834}{601.75} = 8.03 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 8.03 = 12.97 \text{ cm}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$\begin{aligned}
 I_0 &= \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t (y_2 - c)^2 \\
 &= \frac{12}{3} (12.97^3 + 8.03^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + \left(8.03 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 5.65 (12.97 - 3)^2 \\
 &= 10798.4 + 8656 + 8424.2
 \end{aligned}$$

$I_0 = 27878.2 \text{ cm}^4$

-Calcul des coefficients : ρ ; λ_v ; μ ; I_{fv}

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5.65}{12 \times 18} = 0.026 \beta = \mathbf{0.972} \implies$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \times \frac{12}{65} \right] \times 0.026} = \mathbf{0.63}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.369 \times 10^6}{0.972 \times 180 \times 565} = \mathbf{84.67 \text{ Mpa}}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.026 \times 84.67 + 2.1}; 0 \right\} = \mathbf{0.663}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 27878.2}{1 + 0.663 \times 0.63} = \mathbf{21631 \text{ cm}^4}$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_{st} l^2}{10 E_V I_{fv}} = \frac{8.369 \times 4.70^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 21631 \times 10^{-8}} = 0.0079m = 7.9mm < \bar{f}$$

$$= 9.4mm$$

$f \leq \bar{f}$ Condition vérifiée

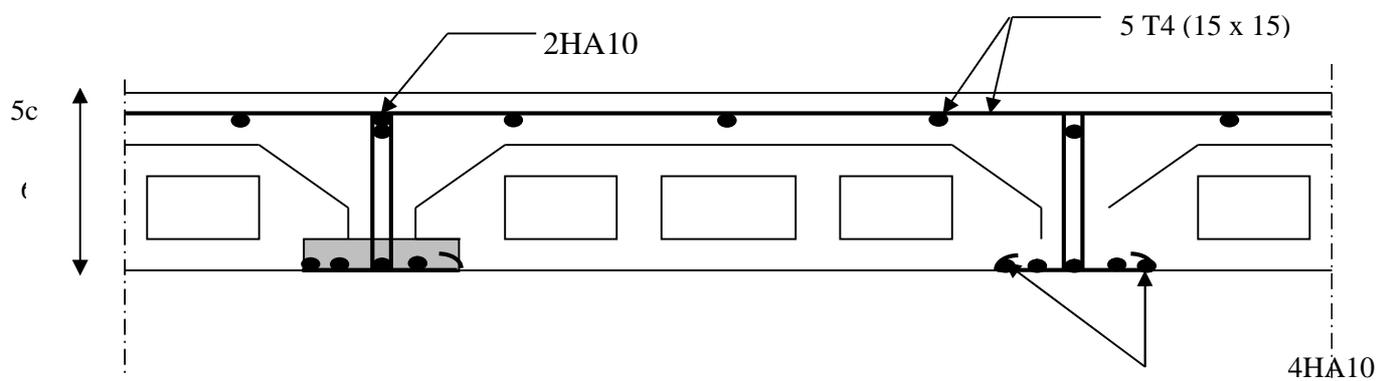


Figure III-5-10 Schéma de ferrailage du plancher

III- 6 étude de la Salle Machine

III-6-1 Introduction

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (1,40× 1,50) m² appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur, avec une vitesse d'entraînement qui égale à 1 m/s. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III-6-2 calcul de la dalle pleine de la salle machine

En plus de son poids propre ; la dalle est soumise à une charge localisées. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

a) Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{1.50} = 0.9 > 0.4 \\ 0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \end{array} \right. \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

b) épaisseur de la dalle

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

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{1.40}{30} = 0.047\text{m} = 4.7\text{cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: **ht ≥ 12cm**; on adopte une hauteur **ht=15cm**

c) Dimensionnement

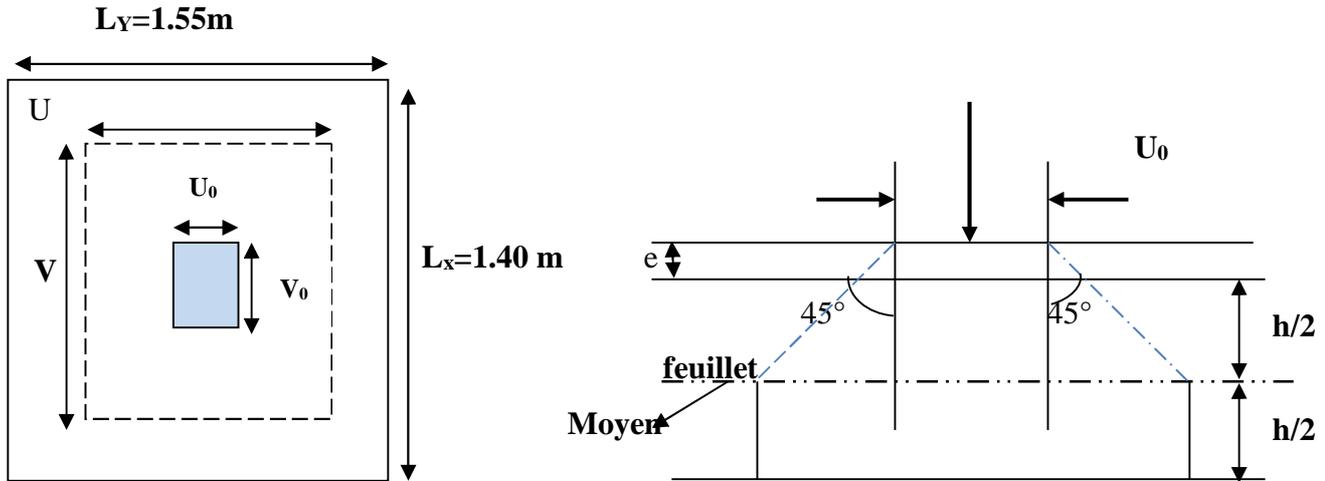


Figure III-6-1 schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée Concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d’impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D’où le calcul se fera à l’aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments

Dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e = 5cm)} \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 & U_0 = 80\text{cm} ; V_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow U = u_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V = v_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$\xi = 1$ pour le béton.

- (U x V): surface d’impact au niveau du feuillet moyen
- (U0 x V0): coté du rectangle dans le quel la charge q est centrée (U0= V0 = 80 cm)

d) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q \\ M_{y1} = (M + \nu M_1) q \end{cases}$$

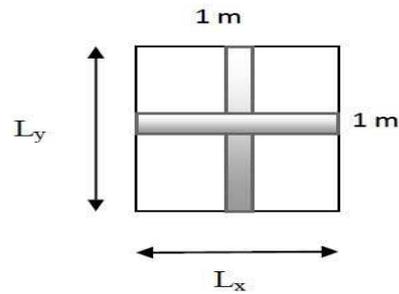
Avec : ν : Coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left. \begin{array}{l} \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.75 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Après interpolation}$$

⇒ $M_1 = 0.0713$
 $M_2 = 0.0545$



e) 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, $\nu = 0$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.0713 = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.0545 = 6.62 \text{ KN.m}$$

f) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine ($M_{x2}; M_{y2}$)

$\rho = 0.9 > 0.4$ → La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0458 ; \mu_y = 0.778$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

g) Poids propre de la dalle

$$G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

→ $\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0458 \times 6.56 \times (1.4)^2 = 0.58 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.778 \times 0.58 = 0.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.07 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III-6-3 Ferrailage de la dalle

III-6-3-1 Dans le sens de la petite portée : x-x

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 9.25 = 2.78 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.78 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420}$$

=> La section est simplement armée

$$\mu = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.78 \times 10^3}{12 \times 0.993 \times 348} = 0.67 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** ; Avec : **St = 25 cm**

➤ **En travée**

$$M_u = 0.85 \times 9.25 = 7.86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.86 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420}$$

$$\mu = 0.038 \longrightarrow \beta = 0.981$$

=> La section est simplement armée

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.86 \times 10^3}{12 \times 0.981 \times 348} = 1.92 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

III-6-3-2 Dans le sens de la petite portée : Y-Y

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 7.07 = 2.12 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.12 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0010$$

$$\mu = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.985 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.12 \times 10^3}{12 \times 0.995 \times 348} = 0.51 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm** Avec : **St = 20 cm**

➤ **En travée**

$$M_t = 0.85 \times 7.07 = 6.01 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.01 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.985$$

=> La section est simplement armée

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.01 \times 10^3}{12 \times 0.985 \times 348} = 1.46 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 20 cm**

III-6-4 Vérification à l'ELU

III-6-4-1 Condition de non fragilité

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondent au taux d'armature suivant:

➤ **sens x-x**

➤

$W_0 = 0.8\text{‰}$ (HA de classe FeE400)

$$W_t \geq W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : } W_x = \frac{A_s}{bh}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{bh} \geq W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) A_s \geq bh W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 1.26 \\ A_x^{\min} = 1.26 \text{cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{cm}^2 \longrightarrow A_x > A_x^{\min} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ A_x^t = 2.01 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **sens y-y**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^{\min} = W_0 bh = 0.8 \times 10^{-3} \times 15 \times 100 = 1.2 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.20 \text{cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{cm}^2 \longrightarrow A_y > A_y^{\min} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens

III-6-4-2 Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$\emptyset = 10\text{mm} < \emptyset_{\max} = 15\text{mm}$ Condition vérifiée

III-6-4-3 Écartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

(Charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

➤ **Sens x-x**

Armatures supérieures : $St = 20\text{cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures inférieures : $St = 20\text{cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

➤ **Sens y-y**

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

III-6-4-4 Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

ht : épaisseur totale de la dalle

μc : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,4+1,50) = 5.8\text{cm}$$

$$q_u = 6.56 \leq 0.045 \times 58 \times 0.15 \times \frac{25}{1.15} = 8.51\text{KN/m} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

III-6-4-5 Contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.50 + 1.40} = 20.45\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.50} = 20\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20.45 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33\text{MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III-6-5 Vérification de l'E.L.S

III-6-5-1 Moments engendrés par le système de levage

à L'ELS $\nu = 0.2$; $M_1 = 0.0713$; $M_2 = 0.0545$

$$M_{x1} = 90(0.0713 + 0.2 \times 0.0545) = 7.39\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.0713 + 0.0545) = 6.19\text{KN.m}$$

III-6-5-2 Moments engendrés par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \quad \rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0529 ; \mu_y = 0.846$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75\text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0529 \times 4.75 \times 1.4^2 = 0.49\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.846 \times 0.49 = 0.41\text{KN.m}$$

a) Superposition des moments

$$M_x = 7.39 + 0.49 = 7.88\text{KN.m}$$

$$M_y = 6.19 + 0.41 = 6.6\text{KN}$$

b) Ferrailage de la dalle

b-1) Dans le sens de la petite portée

➤ En travée

$$M_s = 0.85 \times 7.88 = 6.698\text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6.698 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.01397 \rightarrow \beta_s = 0.951$$

$$A_s = \frac{6.698 \times 10^5}{0.833 \times 12 \times 40000} = 1.68\text{cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$M_s = 0.3 \times 7.88 = -2.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.36 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00040 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.965$$

$$A_s = \frac{2.36 \times 10^5}{0.965 \times 12 \times 40000} = 0.51 \text{ cm}^2$$

b-2) Dans le sens de la grande portée

➤ En travée

$$M_s = 0.85 \times 6.6 = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.61 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00095 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.947$$

$$A_s = \frac{5.61 \times 10^5}{0.947 \times 12 \times 40000} = 1.23 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$M_s = 0.3 \times 6.6 = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.98 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00035 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.967$$

$$A_s = \frac{1.98 \times 10^5}{0.967 \times 12 \times 40000} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Conclusion

les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III-6-5-3 Vérification de la contrainte de compression dans le béton

a) Sens x-x

➤ En travée

$$M_s = 6.698 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.698 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 298 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{298}{59.63} = 5 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$M_s = -2.36 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\rho_1 = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.36 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105}{59.63} = 1.76 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y

➤ **En travée**

$$M_s = 5.61 \text{KN.m} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.61 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 249.3 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{249.3}{59.63} = 3.6 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_s = -1.98 \text{KN.m} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.98 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 87.98 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{87.98}{59.63} = 1.48 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

III-6-5-4 Diamètre maximal des barres

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8 } \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

III-6-5-5 Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III-6-5-6 Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la section est égale à 15 cm.} \\ L : \text{ portée de la dalle égale à 150 cm.} \\ A : \text{ section des armatures tendues.} \end{array}$$

- * Ms : le moment max en travée.
- * M0 : le moment isostatique = qs l²/8

Telque : **M0= 5.88KNm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \Rightarrow 0.1 > 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{155} = 0.1 \\ \frac{M_s}{10M_0} = \frac{7.88}{10 \times 6.698} = 0.12 \end{array} \right. \Rightarrow 0.1 > 0.12 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 \\ \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \Rightarrow 0.0105 > 0.0016 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

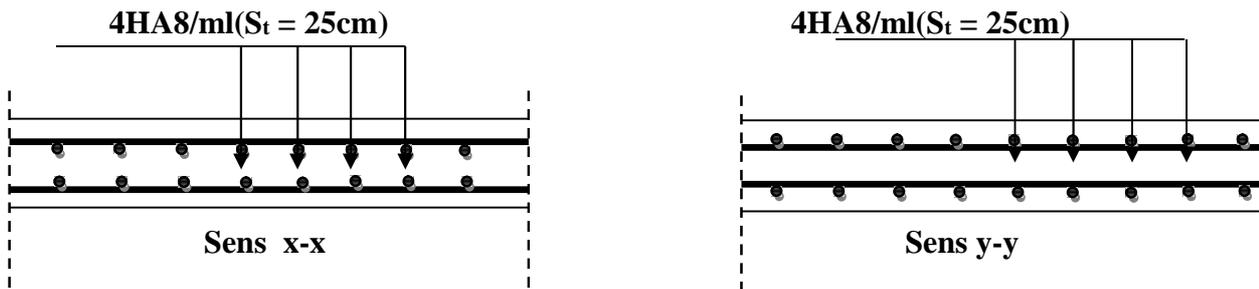


Figure III-6-2 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III-7 La poutre de chaînage

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III-7-1 Pré dimensionnement

a) Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31.33\text{cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

b) Largeur

La largeur de la poutre de chaînage est donnée par :

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

D'où : $0.4 \times 35 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 \text{ cm}$: $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm}$ → on opte pour $b = 25 \text{ cm}$.

III-7-2 Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ → **condition vérifiée**
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $35 \geq 30\text{cm}$ → **condition vérifiée**
- $h_t / b \leq 4$ $35/25 = 1.4 < 4$ → **condition vérifiée**

-Conclusion

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III-7-2 détermination des charges et surcharges

➤ **Les charges permanentes**

-Poids propre de la poutre :

$$25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ kN/ml}$$

-Poids du mur :

(G= 2.36 KN/m² pour le mur double cloison)

$$(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.51 \text{ kN/ml.}$$

-Poids de plancher :(G = 5.50 KN/m²)

$$\frac{5.50}{2} \times 0.65 = 1.79 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2.19 + 6.51 + 1.79 = 10.49 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :** (étage courant Q = 1.5)

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ kN/ml}$$

III-7-4 Combinaison de charges

➤ **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

$$q_u = (1.35 \times 10.49) + (1.5 \times 0.49)$$

$$q_u = 14.89 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS :** $q_s = G + Q$

$$q_s = 10.49 + 0.49$$

$$q_s = 10.98 \text{ kN/ml}$$

III-7-5 Calcul des efforts internes à l'ELU

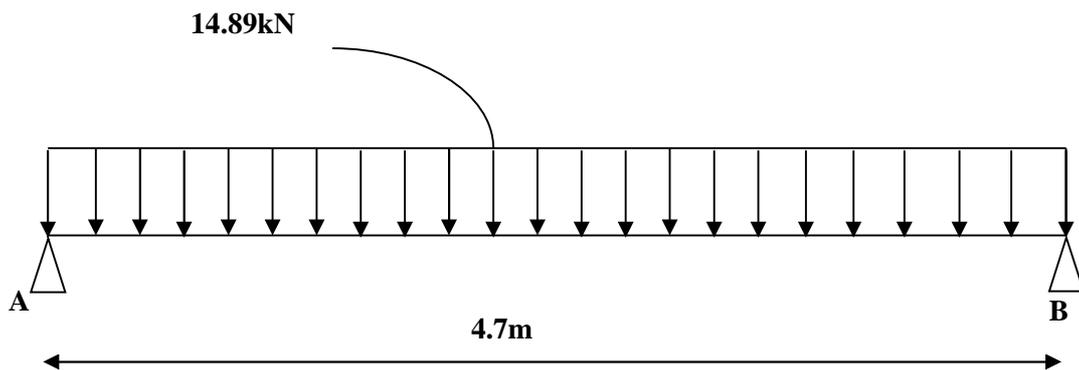


Figure III-7-1: Schéma statique de la poutre de chaînage a l'ELU.

➤ Effort tranchant

$$T = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{14.89 \times 4.70}{2} = 34.99 \text{ KN}$$

➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{14.89 \times 4.70^2}{8} = 41.12 \text{ KN}$$

➤ Moment corrigé

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 41.12 = 34.95 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 41.12 = -12.34 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

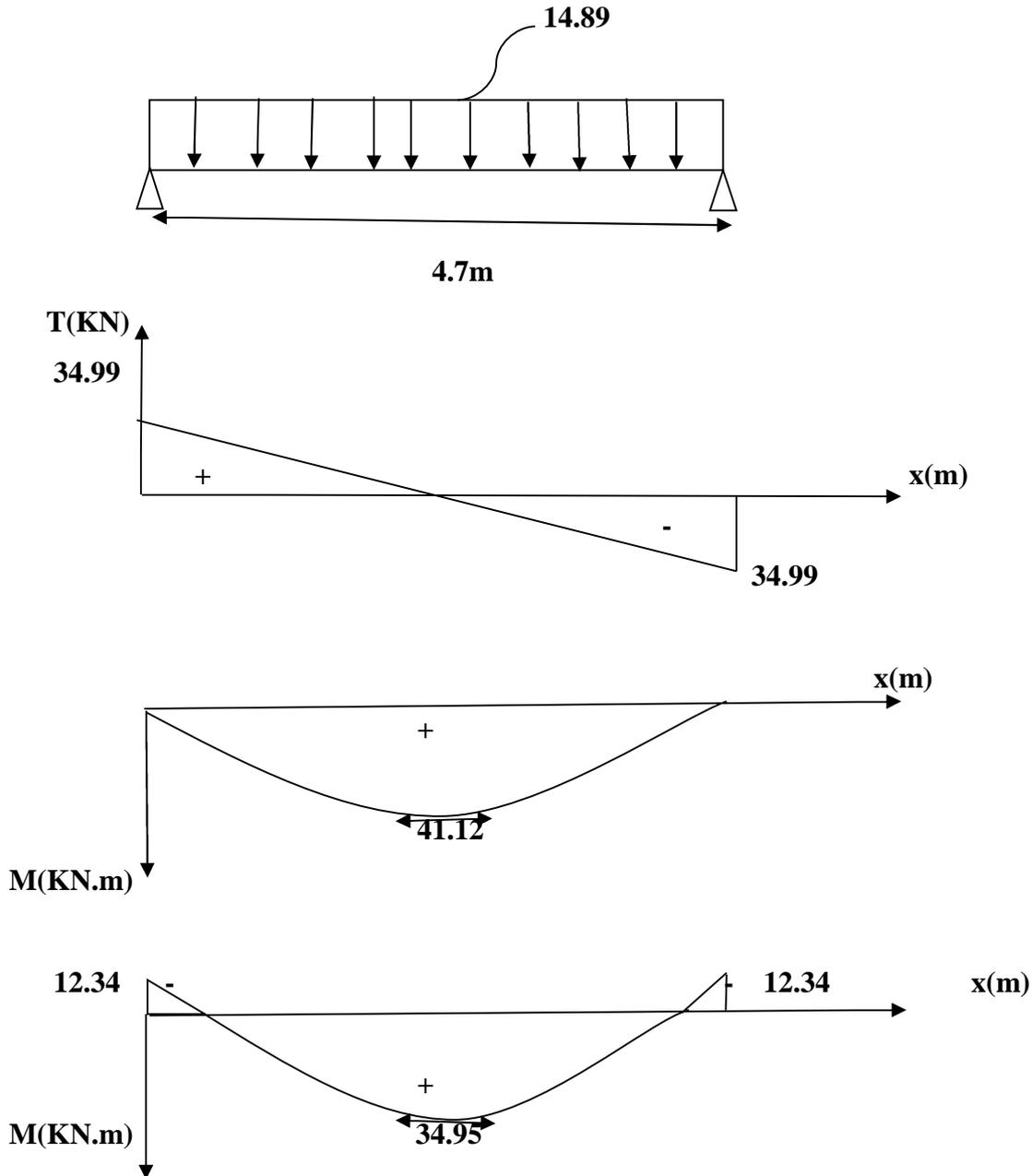


Figure III-7-2: Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-7-6 Calcul des efforts internes à l'ELS

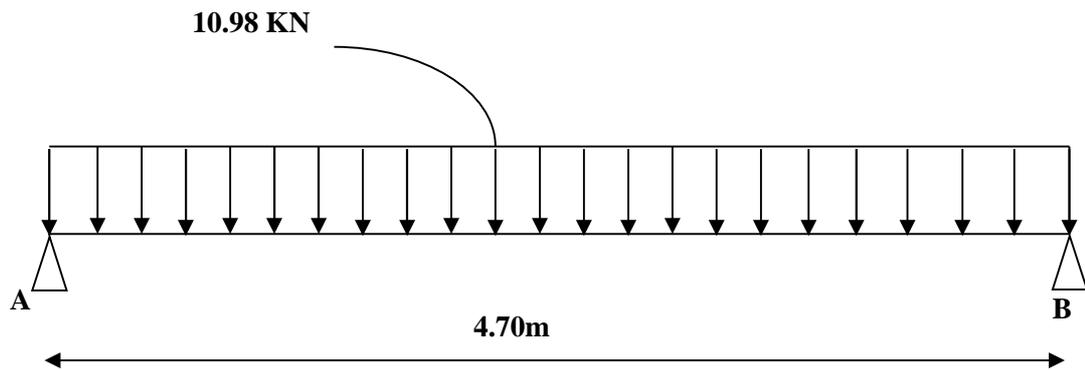


Figure III-7-3 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

➤ Effort tranchant

$$T = \frac{q_{sl}}{2} = \frac{10,98 \times 4,70}{2} = 25,80 \text{ KN}$$

➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{10,98 \times 4,70^2}{8} = 30,32 \text{ KN}$$

➤ Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 30,32 = 25,77 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 30,32 = -9,09 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

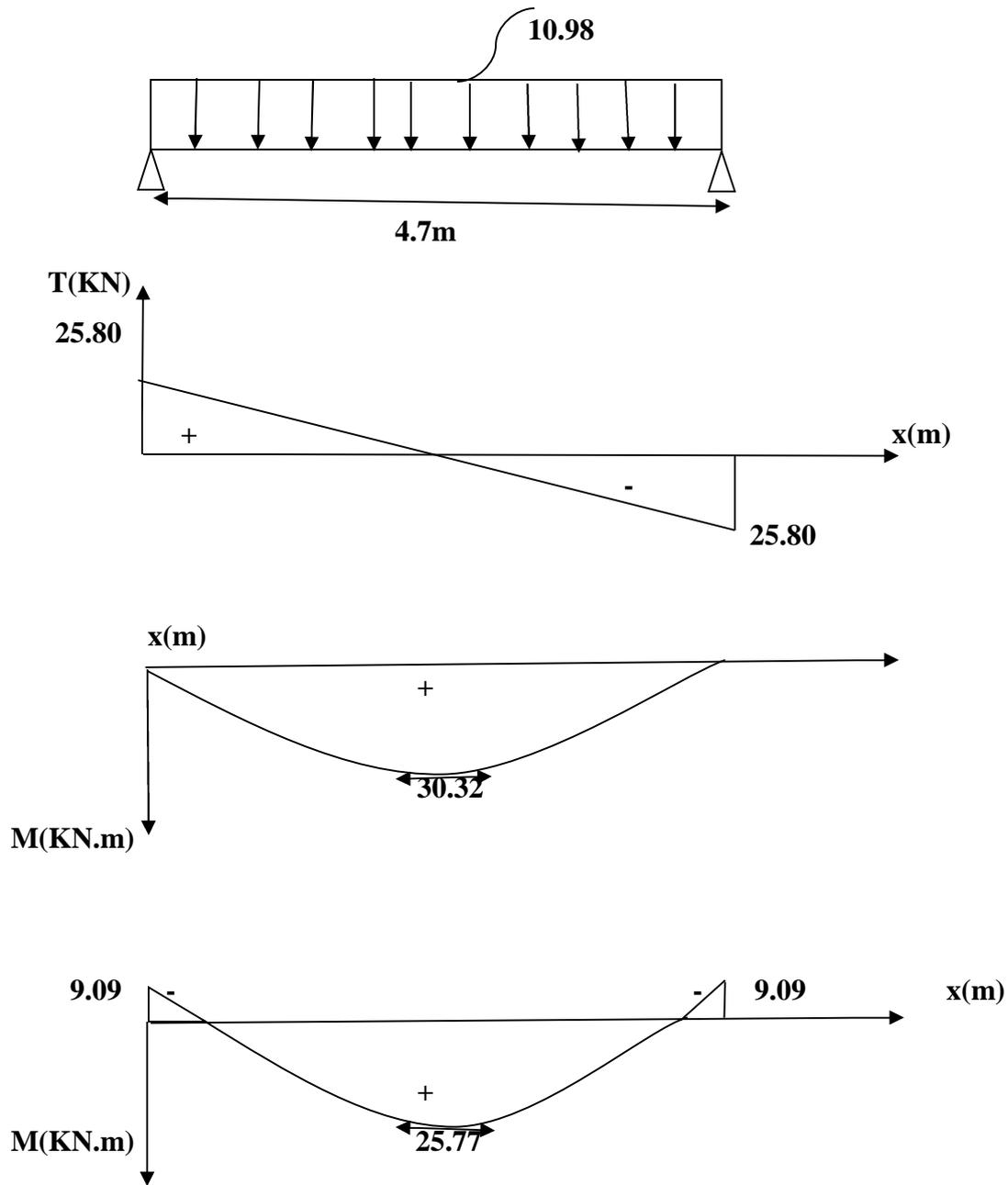


Figure III-7-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-7-7 ferrailage à ELU

a) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$
- $M_t = 34.95 \text{ KN.m}$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{34.95 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.096$$

$\mu = 0.096 < \mu_l 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0.096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_t = \frac{34.95 \times 10^6}{0.949 \times 320 \times 348} = 330.71 \text{ mm}^2 = 3.31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

b) aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$
- $M_a = 12.34 \text{ KN.m}$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{12.34 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu = 0.034 < \mu_l 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_a = \frac{12.34 \times 10^6}{0.983 \times 320 \times 348} = 112.73 \text{ mm}^2 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

III-7-8 Vérification à ELU

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

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$
- $f_e = 400 \text{ MPa}.$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.966 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.966 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement)

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 34.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34.99 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.45 \text{ MPa}$$

➤ $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\}$ fissurations peu nuisibles.

Avec :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL91 / modifiée 99)

➤ Influence sur le béton

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

- T_{\max} : effort tranchant.
 $T_{\max} = 34.99 \text{ KN}$
- a : longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1} = 480 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 34.99 \text{ KN} \leq 480 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_a = 12.34 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{\max} = 34.99 \text{ KN}$$

$$\left(34.99 - \frac{12.34}{0.9 \times 0.32}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.31 \text{ cm}^2 < A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99)

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

Avec :

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$\Sigma u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{34.99}{0.9 \times 32 \times 13.19} \times 10 = 0.921 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.921 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Calcul des armatures transversal

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.4, \frac{25}{10} \right\} = \min \{1, 1.4, 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

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

En prend un cadre et un étrier de HA8.

e-1) Espacement des armatures transversal

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

➤ Zone nodal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75, 16.8, 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

➤ Zone courante

$$\text{➤ } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{➤ } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

III-7-9 vérification à 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 (ArtA.4.5.2 / BAEL91 modifiées 99) :

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

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

➤ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

- $M_s = 25.77 \text{ KN.m}$
- $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.578$

$$\rho_1 = 0.578 \rightarrow \beta_1 = 0.887 \rightarrow K_1 = 29.25$$

$$\sigma_{st} = \frac{25.77 \times 10^3}{0.887 \times 32 \times 4.62} = 196.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{29.25} \times 196.52 = 6.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

- $M_a = 9.09 \text{ KN.m}$
 - $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$
 - $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.42$
- $$\rho_1 = 0.42 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.09 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 3.39} = 93.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35} \times 93.10 = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 35 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 500 cm)
- **M_t** : moment max en travée. (M_t = 25.77)
- **M₀** : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 30.32 KN)
- **A_t** : section des armatures. (A_t = 4.62 cm²)
- **b** : largeur de la nervure. b = 25 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 35 - 3 = 32 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{25.77}{10 \times 30.32} = 0.085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{4.62}{25 \times 32} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Remarque : une des 3 conditions n'est pas vérifiées, donc il est nécessaire de calcul la flèche.

- Calcul de la flèche

$$f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec E_v: Module de la déformation diffère

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q_s = 10.98 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

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

S_{xx}: Moment statique ; $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$

B₀ : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 32}{25 \times 35 + 15 \times 4.62} = \mathbf{18.56cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18.56 = \mathbf{16.44cm}$$

$$D'où: I = \frac{25}{3} (18.56^3 + 16.44^3) + 15 \times 4.62 (16.44 - 3)^2$$

$$I = \mathbf{102823.975cm^4}$$

$$f = \frac{5 \times 10.98 \times 4.7^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 102823.975 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.0063m} < \bar{f} = \frac{4.7}{500} = \mathbf{0.0094m}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

Conclusion : le ferrailage de la poutre chinage sera comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
 - **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
 - **3HA12 filantes pour le lit supérieur.**
- **Armatures transversales.**
 - **1cadre et 1 étrier en HA8 .**

Son schéma de ferrailage est donné par la figure suivante :

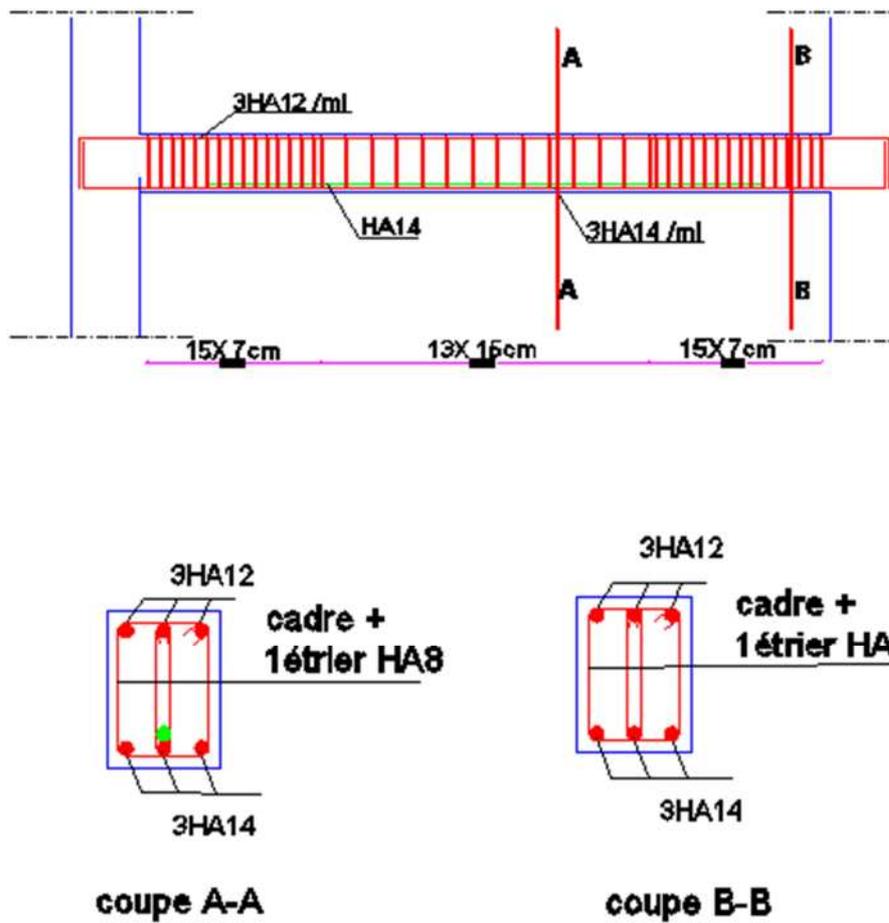
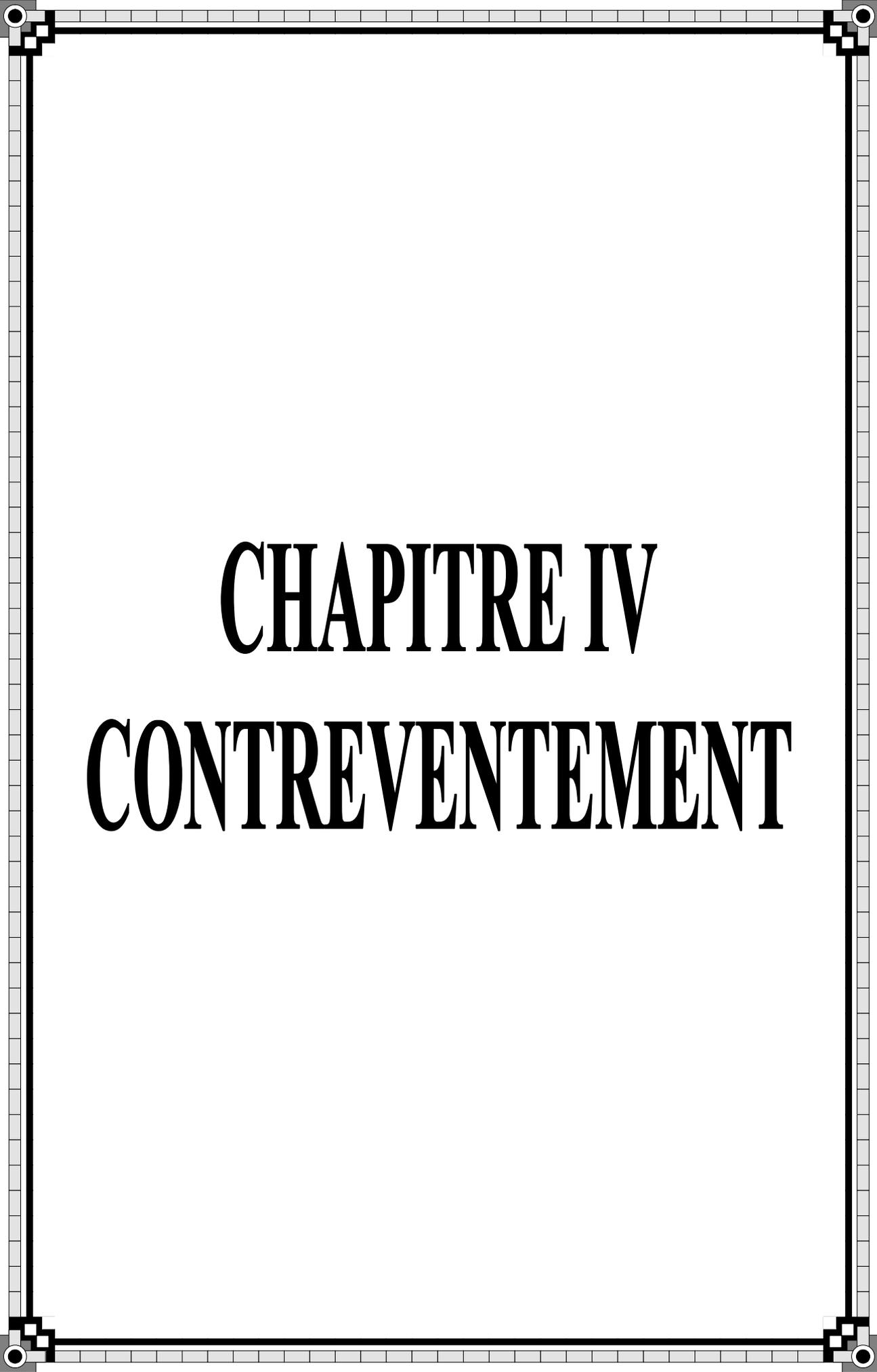


Figure III-7-5 Schéma de ferrailage du poutre chaînage



CHAPITRE IV

CONTREVENTEMENT

IV- CONTREVENTMENT

IV-1 Introduction

Dans ce chapitre l'étude consiste la détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisant sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

Il est indispensable de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

IV-2 Caractéristiques géométriques de refends

Inerties des refends pleins

➤ **Les refends longitudinaux**

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y (e \ll L) \longrightarrow I_x = 0$$

➤ **Les refends transversaux**

$$I_x = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x (e \ll L) \longrightarrow I_y = 0$$

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

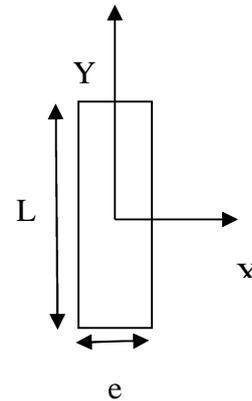


Figure IV-1 : refend longitudinal.

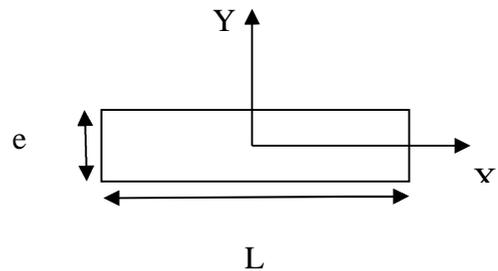


Figure IV-2 : refend transversal.

-Sens longitudinal

Tableau IV-1: Les inerties des refends dans le sens longitudinal (pour 2^{ème} niveau, 1^{er} niveau, le RDC et le sous sol.)

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De 8 au sous sol	VL ₁	3.80	0.2	0.91
	VL ₁	3.80	0.2	0.91
	VL ₂	2.67	0.2	0.32
	VL ₃	1.60	0.2	0.07
	VL ₄	4.50	0.2	1.52
SOMME				3.73

Sens transversal

Tableau IV-2: Les inerties des refends dans le sens transversal.

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De 8 au sous sol	VT ₁	1.4	0.2	0.05
	VT ₂	2.18	0.2	0.17
	VT ₃	1.59	0.2	0.07
	VT ₄	3.4	0.2	0.67
SOMME				0.96

Inertie moyen du refend dans le sens horizontal : $I_{moy} = 3.73m^4$

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : $I_{moy} = 0.96m^4$

IV-3 Inertie fictive des portiques

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque de chaque plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refends sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ($I=1m^4$).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

F_n : Flèche du refond au niveau « i ».

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV-3-1 Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des

« Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à (1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

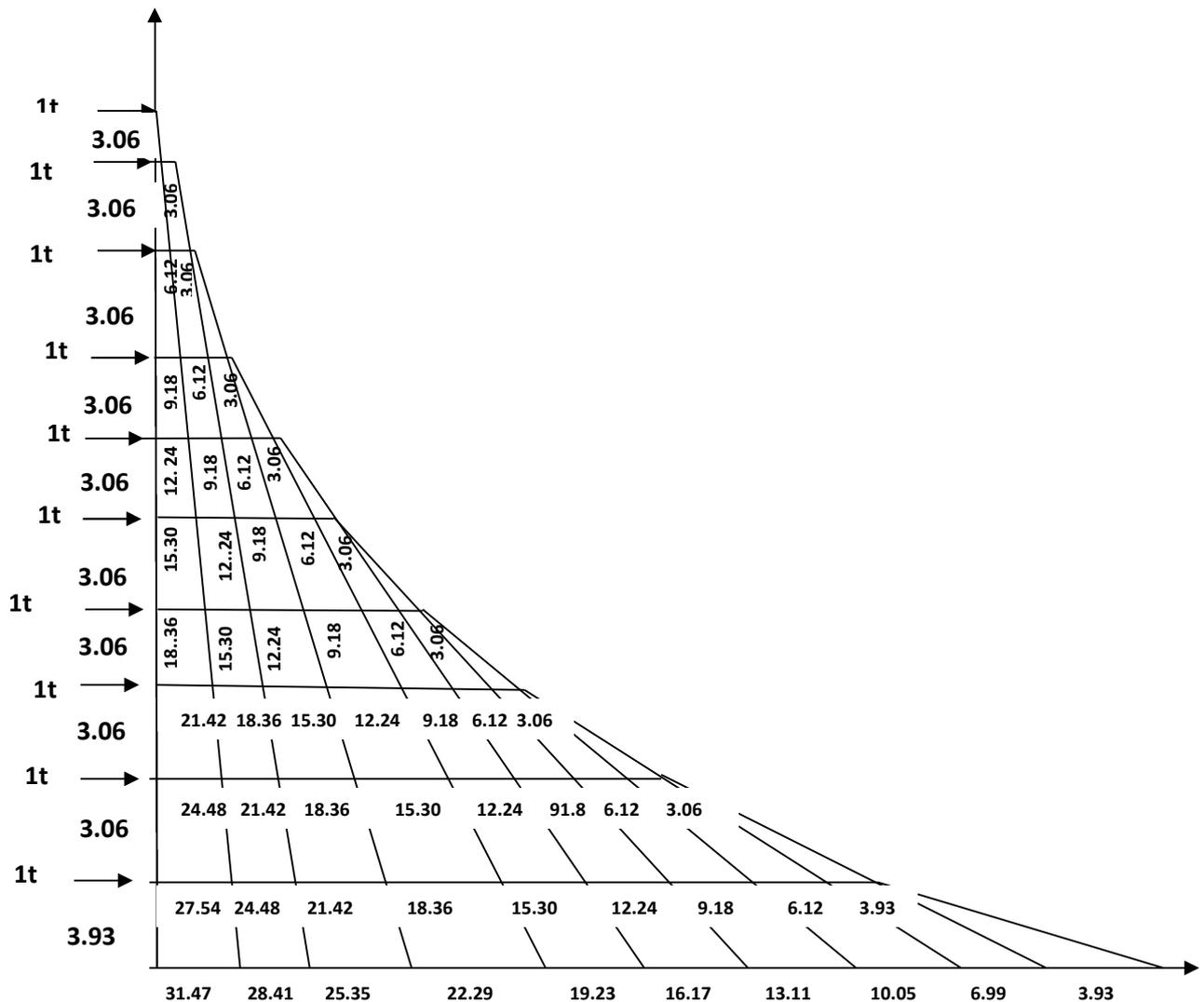


Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h_i}{2}$$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

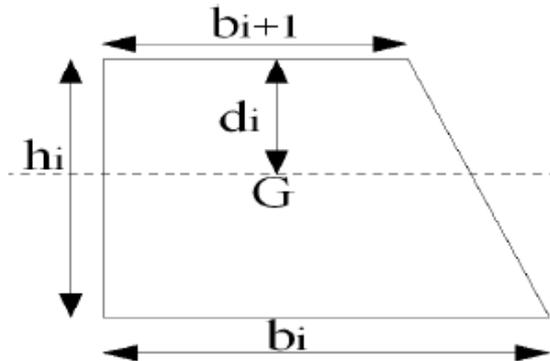


Figure IV-4 : La notation adopte pour calculer la surface de trapèze.

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

Tableau IV-3 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Niveau	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)
8	3.06	45	30	4.68	2.04
7	3.06	63	45	18.73	1.79
6	3.06	84	63	42.14	1.7
5	3.06	108	84	74.91	1.66
4	3.06	135	108	117.05	1.63
3	3.06	165	135	168.54	1.62
2	3.06	198	165	229.41	1.60
1	3.06	234	198	299.64	1.59
RDC	3.06	285	234	379.23	1.59
Sous sol	3.93	328	285	618.39	2.05

Nous aurons :

$$f_{ss} = \frac{618.39 \times 2.05}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{618.39 \times 5.98 + 379.23 \times 1.59}{EI}$$

$$f_1 = \frac{618.39 \times 9.04 + 379.2 \times 4.65 + 299.64 \times 1.59}{EI}$$

$$f_2 = \frac{618.39 \times 12.1 + 379.2 \times 7.71 + 299.64 \times 4.65 + 229.64 \times 1.6}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{ss} = \frac{1267.70}{EI} \quad f_{RDC} = \frac{4300.95}{EI} \quad f_1 = \frac{7829.95}{EI} \quad f_2 = \frac{12166.53}{EI} \quad f_3 = \frac{17111.09}{EI}$$

$$f_4 = \frac{22488.40}{EI} \quad f_5 = \frac{28158.05}{EI} \quad f_6 = \frac{34004.22}{EI} \quad f_7 = \frac{39941.22}{EI} \quad f_8 = \frac{45911.55}{EI}$$

IV.3.2. Calcul des déplacements des portiques

La rotation d'étage est donnée :

➤ **Niveau étage courant**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

➤ **Niveau RDC**

Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Poteau articulé a la base :

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n$$

T_n : effort tranchant de niveau « n ».

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} . \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} . \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec :} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

-Sens longitudinal

CHAPITRE IV

CONTREVENTEMENT

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\Theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
8	1F - 1G	3.06	20.43	23.00	3,06	0	55,42	235,64	721,08	27616,65	45911,55	1,66	5,65
	2E - 2F	3.06	24.5	27.64	3,06	0	46,12	196,25	600,52	23033,13		1,99	
	3E - 3G	3.06	20.43	23.00	3,06	0	55,42	235,64	721,08	27616,65		1,66	
	4A - 4F	3.06	8.17	3.44	3,06	0	370,54	1053,08	3222,43	135589,65		0,338	
7	1F - 1G	3.06	20.43	23.00	6,12	3,06	166,27	471,29	1442,16	26895,56	39941,22	1,48	5,05
	2E - 2F	3.06	24.5	27.64	6,12	3,06	138,38	392,50	1201,05	22432,60		1,78	
	3E - 3G	3.06	20.43	23.00	6,12	3,06	166,27	471,29	1442,16	26895,56		1,48	
	4A - 4F	3.06	8.17	3.44	6,12	3,06	1111,64	2106,16	6444,87	132367,22		0,30	
6	1F - 1G	3.06	20.43	23.00	9,18	6,12	277,13	702,11	2148,47	25453,3982	34004,22	1,33	4,54
	2E - 2F	3.06	24.5	27.64	9,18	6,12	230,63	585,01	1790,13	21231,5583		1,60	
	3E - 3G	3.06	20.43	23.00	9,18	6,12	277,13	702,11	2148,47	25453,3982		1,33	
	4A - 4F	3.06	8.17	3.44	9,18	6,12	1852,73	3145,30	9624,63	125922,349		0,27	
5	1F - 1G	3.06	34.85	23.59	12,24	9,18	378,32	724,98	2218,45	23304,92	28158,05	1,20	4,10
	2E - 2F	3.06	41.83	28.29	12,24	9,18	315,40	604,30	1849,18	19441,42		1,44	
	3E - 3G	3.06	34.85	23.59	12,24	9,18	378,32	724,98	2218,45	23304,92		1,20	
	4A - 4F	3.06	13.94	3.47	12,24	9,18	2565,93	3664,031	11211,93	116297,71		0,24	
4	1F - 1G	3.06	34.85	23.59	15,3	12,24	486,41	906,22	2773,06	21086,47	22488,4	1,06	3,62
	2E - 2F	3.06	41.83	28.29	15,3	12,24	405,52	755,38	2311,48	17592,23		1,27	
	3E - 3G	3.06	34.85	23.59	15,3	12,24	486,41	906,22	2773,06	21086,47		1,06	
	4A - 4F	3.06	13.94	3.47	15,3	12,24	3299,06	4580,039	14014,91	105085,77		0,21	
3	1F - 1G	3.06	34.85	23.59	18,36	15,3	594,5	1078,38	3299,84	18313,40	17111,09	0,93	3,17
	2E - 2F	3.06	41.83	28.29	18,36	15,3	495,64	899,42	2752,23	15280,75		1,11	
	3E - 3G	3.06	34.85	23.59	18,36	15,3	594,51	1078,38	3299,84	18313,40		0,93	
	4A - 4F	3.06	13.94	3.47	18,36	15,3	4032,18	5470,148	16738,65	91070,85		0,187	

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
2	1F - 1G	3.06	55.83	24.21	21,42	18,36	684,41	1056,74	3233,64	15013,55	12166.53	0,81	2,75
	2E - 2F	3.06	67.00	28.99	21,42	18,36	571,67	882,05	2699,07	12528,52		0,97	
	3E - 3G	3.06	55.83	24.21	21,42	18,36	684,41	1056,74	3233,64	15013,55		0,81	
	4A - 4F	3.06	22.33	3.51	21,42	18,36	4713,51	5875,30	17978,42	74332,20		0,16	
1	1F - 1G	3.06	55.83	24.21	24,48	21,42	789,71	1207,71	3695,59	11779,91	7829.95	0,66	2,26
	2E - 2F	3.06	67.00	28.99	24,48	21,42	659,62	1008,05	3084,65	9829,44		0,79	
	3E - 3G	3.06	55.83	24.21	24,48	21,42	789,71	1207,71	3695,59	11779,91		0,66	
	4A - 4F	3.06	22.33	3.51	24,48	21,42	5438,67	6714,63	20546,77	56353,77		0,13	
RDC	1F - 1G	3.06	55.83	24.21	27,54	24,48	895,00	1300,10	3978,30	8084,31	4300.95	0,53	1,82
	2E - 2F	3.06	67.00	28.99	27,54	24,48	747,57	1085,02	3320,18	6744,78		0,63	
	3E - 3G	3.06	55.83	24.21	27,54	24,48	895,00	1300,10	3978,30	8084,31		0,53	
	4A - 4F	3.06	22.33	3.51	27,54	24,48	6163,82	6585,21	20150,76	35806,99		0,12	
SSOL	1F - 1G	3.93	43.47	24.21	31,47	27,54	883,14	1044,78	4106,00	4106,00	1267,7	0,30	1,06
	2E - 2F	3.93	52.17	28.99	31,47	27,54	737,44	871,39	3424,59	3424,59		0,37	
	3E - 3G	3.93	43.47	24.21	31,47	27,54	883,14	1044,78	4106,00	4106,00		0,30	
	4A - 4F	3.93	17.39	3.51	31,47	27,54	4951,49	3983,77	15656,23	15656,23		0,08	

Sens transversal

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
8	1A-3A	3.06	12.26	6.88	3,06	0	185,27	578,54	1770,33	100783,36	45911,55	0,45	4,38
	1B- 4B	3.06	16.34	17.91	3,06	0	71,16	298,32	912,87	45641,51		1,00	
	1C - 4C	3.06	16.34	17.91	3,06	0	71,16	298,32	912,87	45641,51		1,00	
	1D - 4D	3.06	16.34	17.91	3,06	0	71,16	298,32	912,87	45641,51		1,00	
	1E - 3E	3.06	12.26	6.88	3,06	0	185,27	578,54	1770,33	100783,36		0,45	
	1F - 3F	3.06	12.26	6.88	3,06	0	185,27	578,54	1770,33	100783,36		0,45	
7	1A-3A	3.06	12.26	6.88	6,12	3,06	555,82	1434,99	4391,07	99013,03	39941,22	0,40	3,88
	1B- 4B	3.06	16.34	17.91	6,12	3,06	213,49	703,39	2152,39	44728,64		0,89	
	1C - 4C	3.06	16.34	17.91	6,12	3,06	213,49	703,39	2152,39	44728,64		0,89	
	1D - 4D	3.06	16.34	17.91	6,12	3,06	213,49	703,39	2152,39	44728,64		0,89	
	1E - 3E	3.06	12.26	6.88	6,12	3,06	555,82	1434,99	4391,07	99013,03		0,40	
	1F - 3F	3.06	12.26	6.88	6,12	3,06	555,82	1434,99	4391,07	99013,03		0,40	
6	1A-3A	3.06	12.26	6.88	9,18	6,12	926,36	2191,83	6707,00	94621,95	34004.22	0,35	3,47
	1B- 4B	3.06	16.34	17.91	9,18	6,12	355,82	1066,53	3263,58	42576,25		0,79	
	1C - 4C	3.06	16.34	17.91	9,18	6,12	355,82	1066,53	3263,58	42576,25		0,79	
	1D - 4D	3.06	16.34	17.91	9,18	6,12	355,82	1066,53	3263,58	42576,25		0,79	
	1E - 3E	3.06	12.26	6.88	9,18	6,12	926,36	2191,83	6707,00	94621,95		0,35	
	1F - 3F	3.06	12.26	6.88	9,18	6,12	926,36	2191,83	6707,00	94621,95		0,35	
5	1A-3A	3.06	20.91	6.95	12,24	9,18	1282,96	2595,42	7941,99	87914,95	28158.05	0,32	3.10
	1B- 4B	3.06	27.88	18.38	12,24	9,18	485,44	1163,28	3559,65	39312,66		0,71	
	1C - 4C	3.06	27.88	18.38	12,24	9,18	485,44	1163,28	3559,65	39312,66		0,71	
	1D - 4D	3.06	27.88	18.38	12,24	9,18	485,44	1163,28	3559,65	39312,66		0,71	
	1E - 3E	3.06	20.91	6.95	12,24	9,18	1282,96	2595,42	7941,99	87914,95		0,32	
	1F - 3F	3.06	20.91	6.95	12,24	9,18	1282,96	2595,42	7941,99	87914,95		0,32	

CHAPITRE IV

CONTREVENTEMENT

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
4	1A-3A	3.06	20.91	6.95	15,3	12,24	1649,53	3267,18	9997,59	79972,96	22488.40	0,28	2.73
	1B- 4B	3.06	27.88	18.38	15,3	12,24	624,14	1462,77	4476,09	35753,00		0,62	
	1C - 4C	3.06	27.88	18.38	15,3	12,24	624,14	1462,77	4476,09	35753,00		0,62	
	1D - 4D	3.06	27.88	18.38	15,3	12,24	624,14	1462,77	4476,09	35753,00		0,62	
	1E - 3E	3.06	20.91	6.95	15,3	12,24	1649,53	3267,18	9997,59	79972,96		0,28	
	1F - 3F	3.06	20.91	6.95	15,3	12,24	1649,53	3267,18	9997,59	79972,96		0,28	
3	1A-3A	3.06	20.91	6.95	18,36	15,3	2016,09	3926,00	12013,57	69975,37	17111.09	0,02	0.23
	1B- 4B	3.06	27.88	18.38	18,36	15,3	762,84	1750,33	5356,03	31276,90		0,05	
	1C - 4C	3.06	27.88	18.38	18,36	15,3	762,84	1750,33	5356,03	31276,90		0,05	
	1D - 4D	3.06	27.88	18.38	18,36	15,3	762,84	1750,33	5356,03	31276,90		0,05	
	1E - 3E	3.06	20.91	6.95	18,36	15,3	2016,09	3926,00	12013,57	69975,37		0,02	
	1F - 3F	3.06	20.91	6.95	18,36	15,3	2016,09	3926,00	12013,57	69975,37		0,02	
2	1A-3A	3.06	33.50	70.33	21,42	18,36	2356,75	4249,23	13002,65	57961,79	12166.53	0,20	2.03
	1B- 4B	3.06	44.66	18.88	21,42	18,36	877,68	1783,65	5457,97	25920,87		0,46	
	1C - 4C	3.06	44.66	18.88	21,42	18,36	877,68	1783,65	5457,97	25920,87		0,46	
	1D - 4D	3.06	44.66	18.88	21,42	18,36	877,68	1783,65	5457,97	25920,87		0,46	
	1E - 3E	3.06	33.50	70.33	21,42	18,36	2356,75	4249,23	13002,65	57961,79		0,20	
	1F - 3F	3.06	33.50	70.33	21,42	18,36	2356,75	4249,23	13002,65	57961,79		0,20	
1	1A-3A	3.06	33.50	70.33	24,48	21,42	2719,33	4869,21	14899,79	44959,14	7829.95	0,17	1.67
	1B- 4B	3.06	44.66	18.88	24,48	21,42	1012,71	2043,28	6252,44	20462,89		0,38	
	1C - 4C	3.06	44.66	18.88	24,48	21,42	1012,71	2043,28	6252,44	20462,89		0,38	
	1D - 4D	3.06	44.66	18.88	24,48	21,42	1012,71	2043,28	6252,44	20462,89		0,38	
	1E - 3E	3.06	33.50	70.33	24,48	21,42	2719,33	4869,21	14899,79	44959,14		0,17	
	1F - 3F	3.06	33.50	70.33	24,48	21,42	2719,33	4869,21	14899,79	44959,14		0,17	

CHAPITRE IV

CONTREVENTEMENT

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
RDC	1A-3A	3.06	33.50	70.33	27,54	24,48	5102,24	15612,88	30059,35	3081,91	4300.95	0,14	1.33
	1B- 4B	3.06	44.66	18.88	27,54	24,48	2225,89	6811,23	14210,44	1147,74		0,30	
	1C - 4C	3.06	44.66	18.88	27,54	24,48	2225,89	6811,23	14210,44	1147,74		0,30	
	1D - 4D	3.06	44.66	18.88	27,54	24,48	2225,89	6811,23	14210,44	1147,74		0,30	
	1E - 3E	3.06	33.50	70.33	27,54	24,48	5102,24	15612,88	30059,35	3081,91		0,14	
	1F - 3F	3.06	33.50	70.33	27,54	24,48	5102,24	15612,88	30059,35	3081,91		0,14	
SSOL	1A-3A	3.93	26.08	70.33	31,47	27,54	3675,94	14446,46	14446,46	2670,59	1267.70	0,08	0.77
	1B- 4B	3.93	34.78	18.88	31,47	27,54	1882,75	7399,21	7399,21	1128,73		0,17	
	1C - 4C	3.93	34.78	18.88	31,47	27,54	1882,75	7399,21	7399,21	1128,73		0,17	
	1D - 4D	3.93	34.78	18.88	31,47	27,54	1882,75	7399,21	7399,21	1128,73		0,17	
	1E - 3E	3.93	26.08	70.33	31,47	27,54	3675,94	14446,46	14446,46	2670,59		0,08	
	1F - 3F	3.93	26.08	70.33	31,47	27,54	3675,94	14446,46	14446,46	2670,59		0,08	

Résumé

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Pourcentage pour chaque système de contreventement

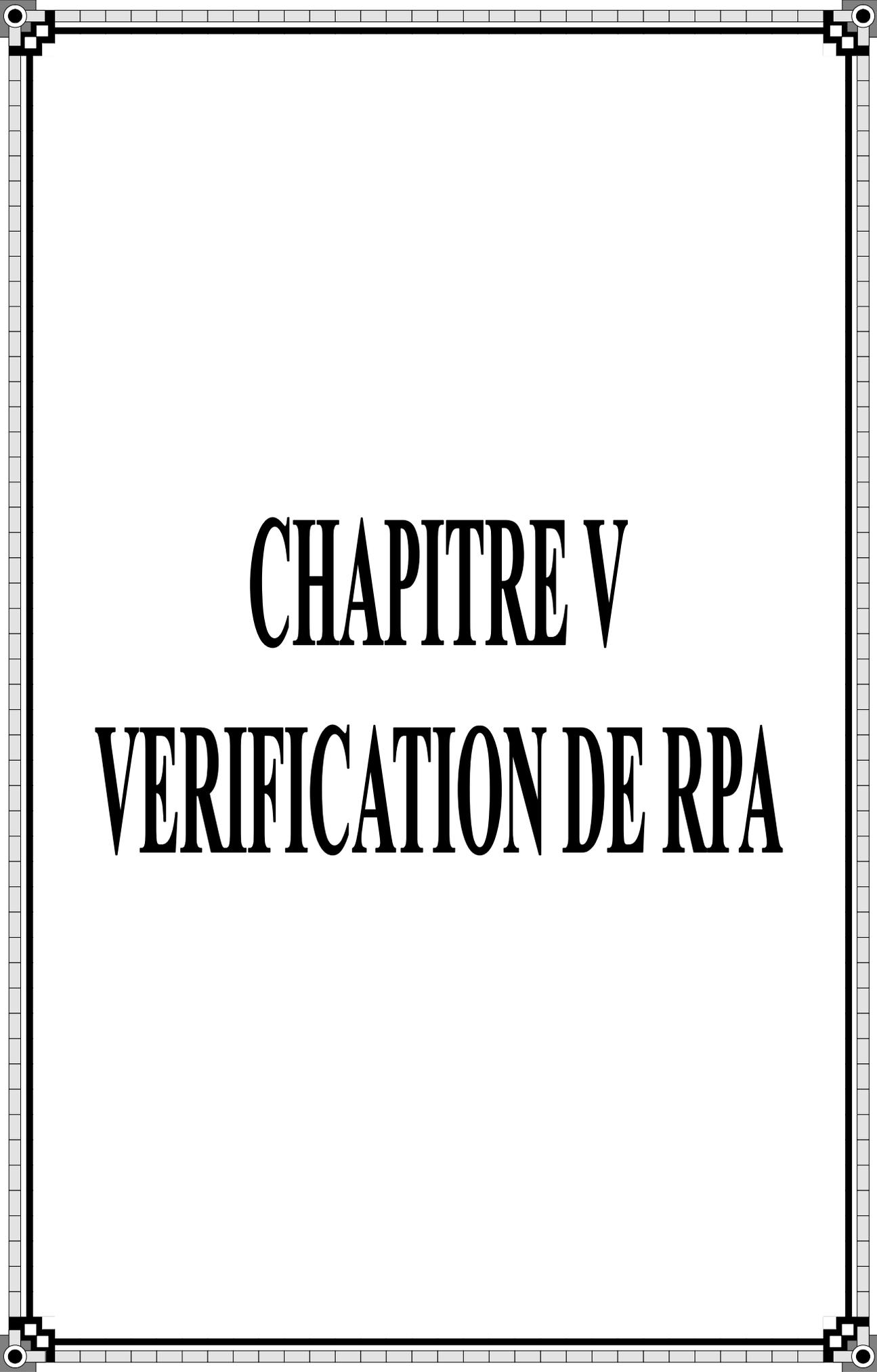
Sens	$I_{\text{moy voile}}$	$I_{\text{moy portique}}$	I_{total}	Voile %	Portique %
longitudinal	3.73	3.41	7.14	52.24	47.76
Transversal	0.96	2.36	3.32	28.92	71.08

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques** », les recommandations suivantes :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
-D'où le coefficient de comportement **R=5 (tableau 4.3.RPA99 révisé2003)**

Conclusion

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grandes que celles des voiles.
D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.



CHAPITRE V

VERIFICATION DE RPA

V- Vérification RPA et Modélisation avec l'etabas**V-1- Modélisation :****V-1-1 Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V- 1- 2 Description du logiciel ETABS:

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.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V-1-3 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 utiliser ;
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 :
6. Chargement des éléments ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: G+Q+E

08GE: 0.8G+E

8. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

V-1-4 Spectre de réponse

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).

V-1-5 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.

V-1-6 Caractéristiques du spectre de réponse

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	IIa	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité Q	1.15	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

V.2. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2-2 La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

V-2-3 La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules

empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

Avec : h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau(N). $h_N = 33.77$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003: $C_T = 0,05$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.899553	0.1733	67.9796	0	0.1733	67.9796	0
2	0.70435	61.1085	1.1959	0	61.2817	69.1755	0
3	0.657718	8.0406	3.7361	0	69.3224	72.9115	0
4	0.247369	0.046	15.5505	0	69.3683	88.462	0
5	0.182452	5.3562	0.4382	0	74.7245	88.9002	0
6	0.159585	12.7487	0.0024	0	87.4733	88.9026	0
7	0.122239	0.0076	3.2836	0	87.4808	88.982	0
8	0.110859	0.7071	0.0187	0	88.1879	89.008	0
9	0.106476	0.1755	0	0	88.3634	89.528	0
10	0.105289	0.032	2.7255	0	88.3955	89.933	0
11	0.07995	1.0621	0.0911	0	89.4576	92.1863	0
12	0.067657	5.0398	0.0795	0	94.4974	95.1011	0
13	0.066724	0.2249	2.4777	0	94.7223	97.5788	0
14	0.047534	0.5754	0.0072	0	95.2978	97.586	0
15	0.045786	0.0016	1.2699	0	95.2993	98.8558	0

Tableau V-2- Période et participation massique

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

T analytique = 0.89sec

$T_{\text{Empirique}} = 0.05 \times (33.77)^{3/4} = 0.70 \text{ sec}$

La valeur de **T** doit être majorée de **1.3T_{Empirique} = 0.91sec**

T_{analytique} = 0.89sec < 1.3 T_{empirique} = 0.91secCondition vérifiée.

V-2-4 Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.899553	0.1733	67.9796	0	0.1733	67.9796	0
2	0.70435	61.1085	1.1959	0	61.2817	69.1755	0
3	0.657718	8.0406	3.7361	0	69.3224	72.9115	0
4	0.247369	0.046	15.5505	0	69.3683	88.462	0
5	0.182452	5.3562	0.4382	0	74.7245	88.9002	0
6	0.159585	12.7487	0.0024	0	87.4733	88.9026	0
7	0.122239	0.0076	3.2836	0	87.4808	88.982	0
8	0.110859	0.7071	0.0187	0	88.1879	89.008	0
9	0.106476	0.1755	0	0	88.3634	89.528	0
10	0.105289	0.032	2.7255	0	88.3955	89.933	0
11	0.07995	1.0621	0.0911	0	89.4576	92.1863	0
12	0.067657	5.0398	0.0795	0	94.4974	95.1011	0
13	0.066724	0.2249	2.4777	0	94.7223	97.5788	0
14	0.047534	0.5754	0.0072	0	95.2978	97.586	0
15	0.045786	0.0016	1.2699	0	95.2993	98.8558	0

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **12 (94.4974 ≥ 90%)**.

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **11 (92.1863 ≥ 90%)**.

V-2-5 Déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec

δ : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau “ k” par rapport au niveau “ k-1” est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k+1} < 1\% h_k$$

➤ **Suivant Ex**

Tableau V-1 : Déplacements relatifs

Story	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k+1} - \delta_k$	$1\%h_k$	condition
TERRASSE-1	1.26	0.12	3.06	vérifiée
TERRASSE	1.14	0.13	3.06	vérifiée
ET7	1.01	0.14	3.06	vérifiée
ET6	0.87	0.13	3.06	vérifiée
ET5	0.74	0.14	3.06	vérifiée
ET4	0.6	0.14	3.06	vérifiée
ET3	0.46	0.13	3.06	vérifiée
ET2	0.33	0.11	3.06	vérifiée
ET1	0.22	0.1	3.06	vérifiée
RDC	0.12	0.07	3.06	vérifiée
S-S	0.05	0.05	3.93	vérifiée

➤ **Suivant Ey**

Tableau V-2 : Déplacements relatifs

Story	δ_{κ} (cm)	$\delta_{\kappa+1} - \delta_{\kappa}$	1%h _κ	condition
salle	1.58	0.04	3.06	vérifiée
TERRASSE	1.54	0.14	3.06	vérifiée
ET7	1.4	0.16	3.06	vérifiée
ET6	1.24	0.18	3.06	vérifiée
ET5	1.06	0.17	3.06	vérifiée
ET4	0.89	0.18	3.06	vérifiée
ET3	0.71	0.18	3.06	vérifiée
ET2	0.53	0.17	3.06	vérifiée
ET1	0.36	0.15	3.06	vérifiée
RDC	0.21	0.13	3.06	vérifiée
S-S	0.08	0.08	3.93	vérifiée

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V-2-6 Déplacement maximal

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = H_t / 500$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

➤ Suivant Ex

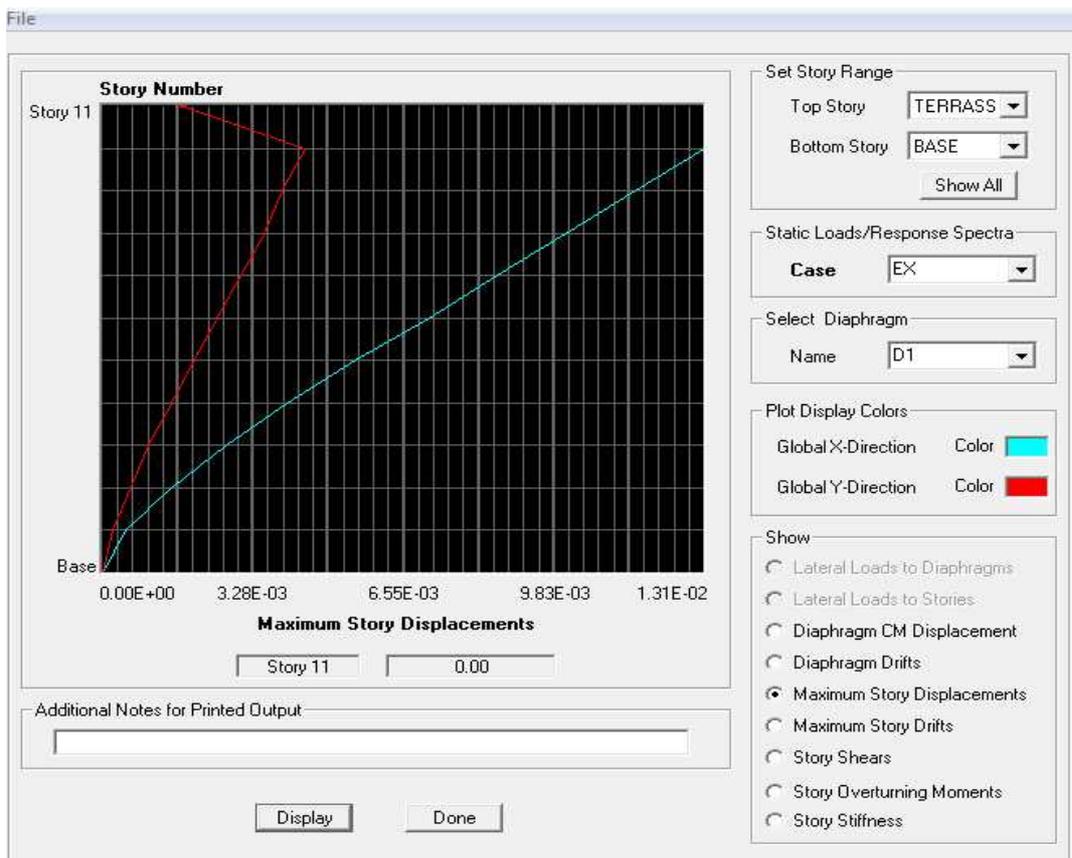


Figure V-1 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0.00\text{m}$$

$$0,00\text{m} < f = ht/500 = 33.77/500 = 0.07\text{m} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant Ey

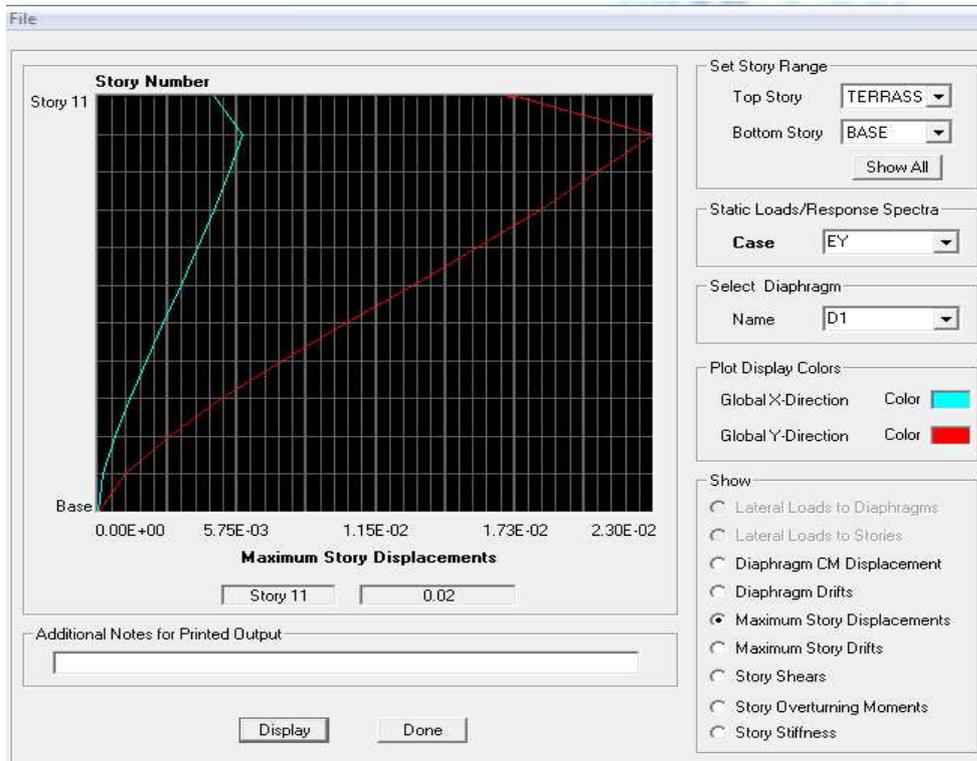


Figure V-2 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0.02\text{m}$$

$$0,02\text{m} < f = ht/500 = 33.77/500 = 0.07\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V-2-7 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2eme ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{Pk \Delta_k}{Vk \cdot hk} \leq 0,1$$

Sinon si :

➤ $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.

➤ $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1

Tableau V-3: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

		Sens x			Sens y			Condition
NIVEAU	P _k (KN)	Δ _k	V _k h _k	θ _k	Δ _k	V _k h _k	θ _k	
salle	255.52	0.12	111.078	0.003	0.04	109.7316	0.0009	Vérifiée
Terrasse	2922.58	0.13	925.1604	0.004	0.14	791.3466	0.0052	Vérifiée
ET7	5355.26	0.14	1532.295	0.005	0.16	1302.5196	0.0066	Vérifiée
ET6	7787.94	0.14	2018.8656	0.005	0.18	1718.0064	0.0082	Vérifiée
ET5	10280.87	0.13	2443.5936	0.005	0.17	2071.3446	0.0084	Vérifiée
ET4	12773.79	0.14	2810.1816	0.006	0.18	2375.784	0.0097	Vérifiée
ET3	15266.71	0.13	3107.6442	0.006	0.18	2639.9844	0.0104	Vérifiée
ET2	17827.91	0.11	3345.2532	0.006	0.17	2870.4942	0.0105	Vérifiée
ET1	20389.11	0.1	3533.6574	0.006	0.15	3060.9792	0.0099	Vérifiée
RDC	22950.31	0.07	3685.923	0.004	0.13	3206.574	0.0093	Vérifiée
S SOL	2 5641.09	0.05	4886.1297	0.003	0.08	4257.4083	0.0048	Vérifiée

V- 2-8 Vérification de l’effort tranchant à la base :(RPA Version 2003ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements moments.....) dans le rapport $0.8V_t /VD$.

a) Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente

Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

a-1) Coefficient d’accélération de zone « A »

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

a-2) Coefficient de comportement de la structure « R »

Est donné par le tableau 4.3 du RPA.

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction).

a-3) Calcul du facteur de qualité « Q »

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

➤ **Sens x-x**

Tableau V-4: facteur de qualité de la structure suivant x-x

Critère q	observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	OUI	0
4. régularité en élévation.	OUI	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.05		

➤ **Sens y-y**

Tableau V-5 : facteur de qualité de la structure suivant y-y

Critère q	observé	p_q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	OUI	0
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	OUI	0
4. régularité en élévation.	OUI	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1		

a-4) Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme (S₂) ⇒ **T₂ = 0.5s.**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

D'ou : **ξ = 10 %** ⇒ **η = $\sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_n: hauteur de bâtiment. (h_n = 33.77 m)

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_T = 0.05 (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Sens x-x**

$$L_x = 20.90\text{m}$$

$$T = 0.05 \times 33.77^{3/4} = 0.70 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 33.77}{\sqrt{20.90}} = 0.66\text{s}$$

$$T = \min (0.66, 0.70) = 0.66 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.66}\right)^2 = 1.57$$

➤ **Sens y-y**

$$L_y = 13.30\text{m}$$

$$T = 0.05 \times 33.77^{3/4} = 0.7 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 33.77}{\sqrt{13.30}} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = \min (0.83 , 0.70) = 0.70\text{s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.70} \right)^2 = 1.52$$

a-5) W : poids total de la structure, donné par ETABS.

$$W = 25641.09\text{KN}$$

a-6) Calcul de l'effort tranchant a la base

Sens x-x

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.05 \times 1.57}{5} \times 25641.09 = 1268.08 \text{ KN}$$

Sens y-y

$$V_y = \frac{0.15 \times 1 \times 1.52}{5} \times 25641.09 = 1169.23 \text{ KN}$$

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	1268.08	1014.46	1243.29	CV
y-y	1169.23	935.39	1083.31	CV

V- 2-9 Vérification de l'excentricité

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

➤ **Suivant le sens x-x**

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%LX$$

Tableau V-6 : Excentricité suivant x-x

Story	Diaphragme	CM	CR	CM-CR	5%L _x	condition
S SOL	D1	9.812	9.107	0.705	1.045	vérifiée
RDC	D2	9.707	9.011	0.696	1.045	vérifiée
ET1	D3	9.707	8.8	0.907	1.045	vérifiée
ET2	D4	9.72	8.643	1.01	1.045	vérifiée
ET3	D5	9.732	8.529	1.03	1.045	vérifiée
ET4	D6	9.732	8.441	1.02	1.045	vérifiée
ET5	D7	9.744	8.37	1.04	1.045	vérifiée
ET6	D8	9.754	8.31	1.044	1.045	vérifiée
ET7	D9	9.756	8.258	1.04	1.045	vérifiée
TERRASSE	D10	9.708	8.228	1.045	1.045	vérifiée
Salle	D11	8.95	8.816	0.134	1.045	vérifiée

➤ **Suivant Y-Y**

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%L_y$$

Tableau V-7 : Excentricité suivant y-y

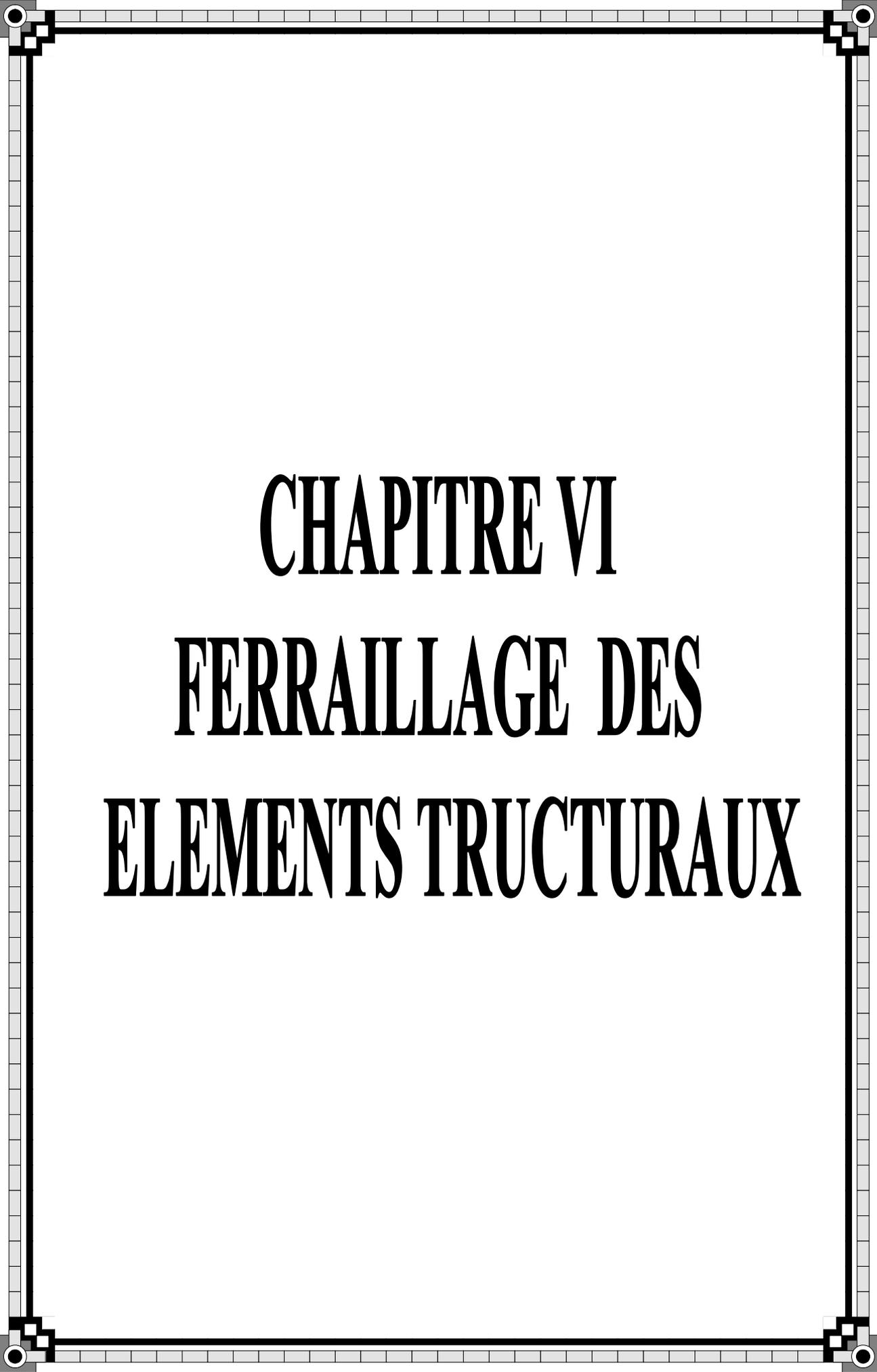
Story	Diaphragme	CM	CR	CM- CR	5%L _Y	condition
S SOL	D13	7.153	7.831	0.658	0.665	vérifiée
RDC	D14	7.086	7.918	0.632	0.665	vérifiée
ET1	D15	7.086	7.853	0.567	0.665	vérifiée
ET2	D16	7.081	7.752	0.661	0.665	vérifiée
ET3	D17	7.076	7.641	0.565	0.665	vérifiée
ET4	D18	7.076	7.528	0.452	0.665	vérifiée
ET5	D19	7.071	7.418	0.347	0.665	vérifiée
ET6	D20	7.067	7.314	0.247	0.665	vérifiée
ET7	D21	7.08	7.224	0.144	0.665	vérifiée
TERRASSE	D22	6.972	7.162	0.19	0.665	vérifiée
Salle	D23	4.089	4.559	0.47	0.665	vérifiée

Conclusion

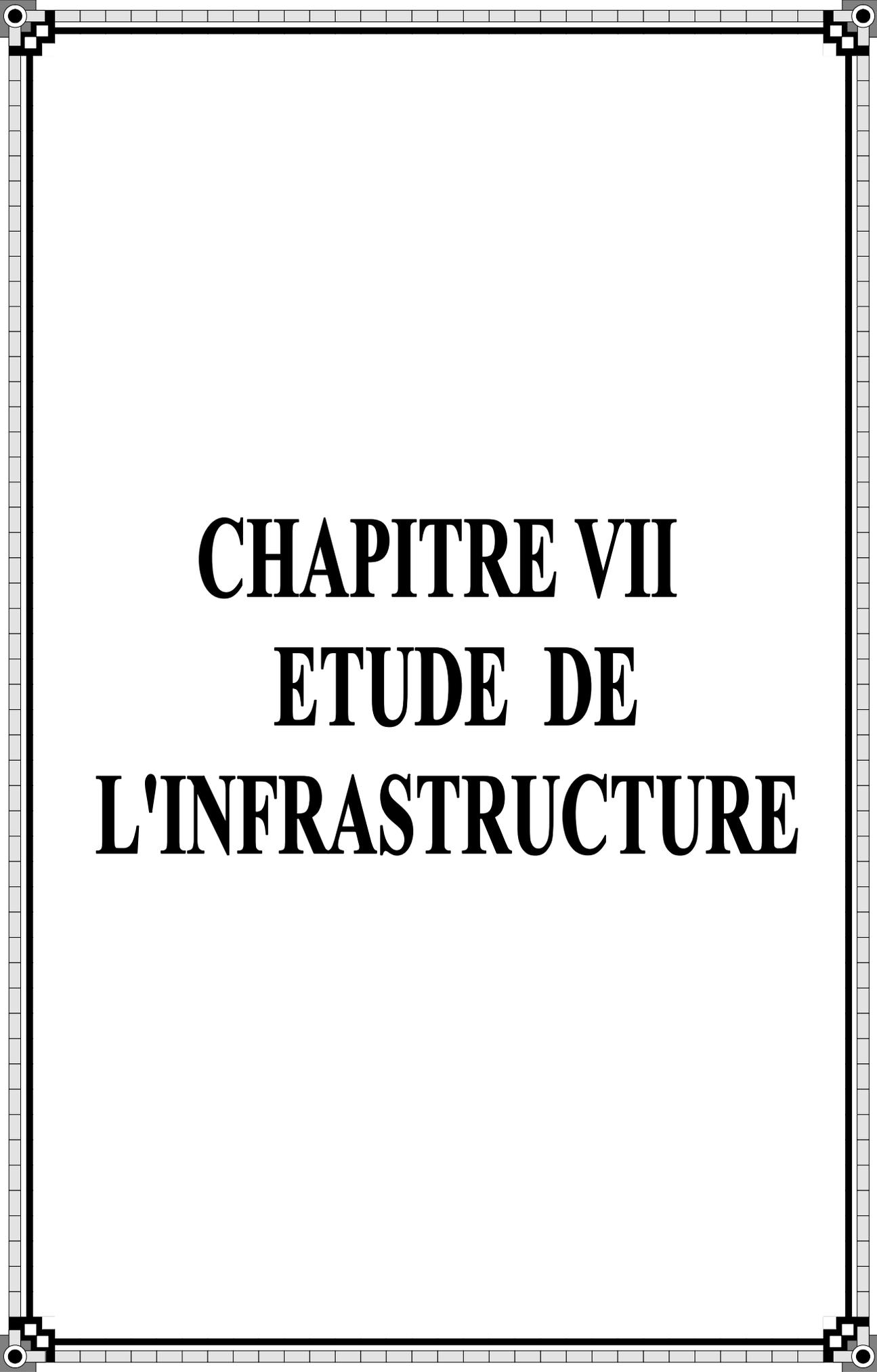
D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure



CHAPITRE VI
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS TRUCTURAU



CHAPITRE VII
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VII- Etude de l'infrastructure

VII-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 générale 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 de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

A) 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.

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées 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.

VII-2 Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur 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**.

VII-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.

a) Semelle isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue 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 $N_{ser} = 1549.43 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow B^2 = 7.75 \text{ m}^2$

-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.

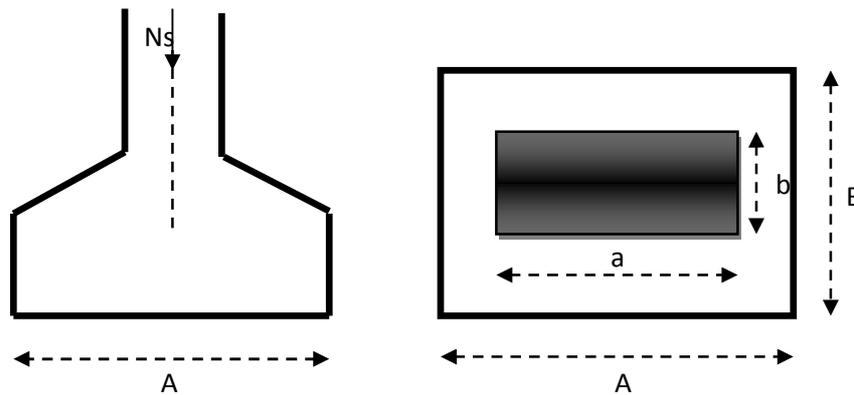


Figure VII-1 : dimensionnement d'une fondation

b) Semelles filantes

b-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 VII-1 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	3152.01	1.6	9.85	15.76
				St = 15.76

Tableau VII-2 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	973.36	1.4	3.48	4.87
VT2	5181.81	2.18	11.88	25.89
VT3	1077.64	1.59	3.38	5.37
VT4	4940.54	3.4	7.27	24.72
				St = 60.85

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 76.61m²**.

b-2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

➤ **Hypothèse de calcul**

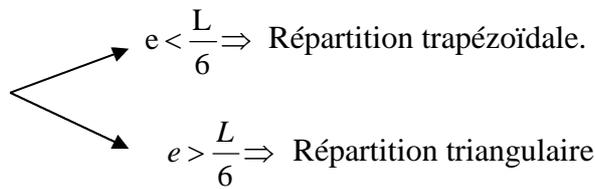
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **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 :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) ; \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) ; \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

-Application

Tableau VII-3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

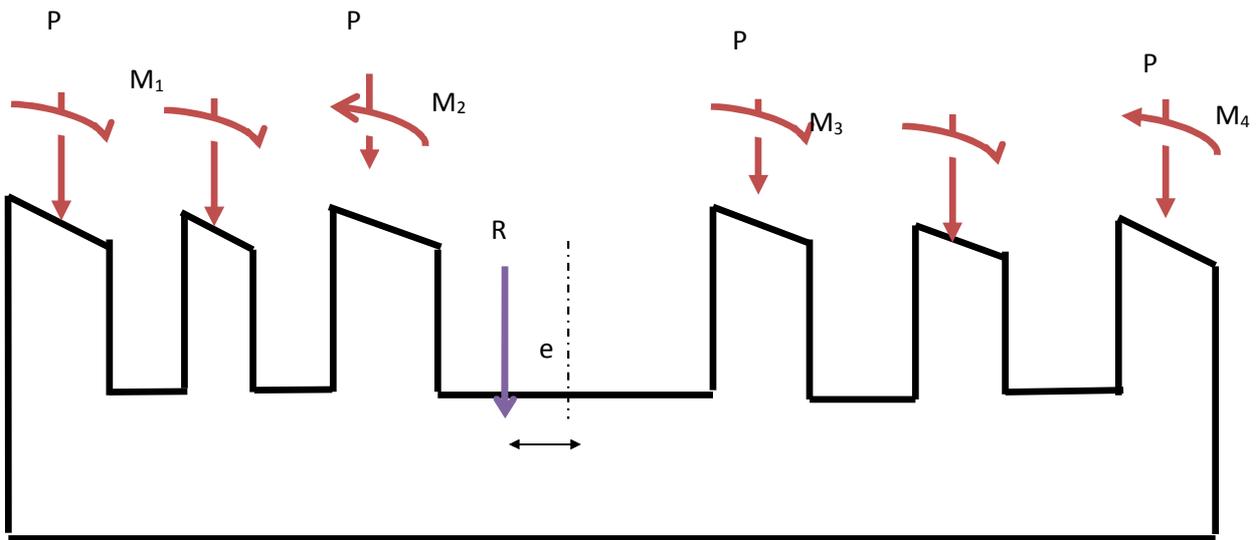
Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	519.3	-9.75	-5063.3	-4.265
2	1034.13	-8.05	-8324.7	-5.211
3	926.12	-3.05	-2824.7	-5.283
4	1549.43	1.45	2246.7	-3.323
5	750.28	5.95	4464.2	-1.341
6	951.27	9.75	9274.9	-6.41
	5730.26		∑ = -226.9	∑ = -25.83

On a

$$e = -0.04m < \frac{L}{6} = \frac{19.5}{6} = 3.25m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5730.26}{19.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.04)}{19.5}\right) = 297.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5730.26}{19.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.04)}{19.5}\right) = 290.24 \text{ KN/m}^2$$



-Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{292.05}{200} = 1.46m \text{ on prend } B = 1.46m$$

On aura donc, $S = 1.46 \times 19.5 = 28.47m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n \times B$

$$S_p = 28.47 \times 3 + 9.5 \times 1.46 = 99.28m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 99.28 + 76.61 = 175.89m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 212.1m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{175.89}{212.1} = 0.83 \quad S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 83%

-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.

VII-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 meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VII-4-1 Pré dimensionnement du radier

➤ **La hauteur du radier**

a) selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$).

b) selon les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 62.5cm \leq h \leq 100cm$$

c) selon la Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée, $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 MPa$

L_{max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{max} = 5.00$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.05m \longrightarrow \text{On prend: } \mathbf{h = 105cm}$$

➤ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \longrightarrow \text{Avec un minimum de } 25cm.$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25cm \longrightarrow \text{Soit } \mathbf{h_d=30cm}$$

➤ **Nervure**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow h_n \geq \frac{500}{10} = 50cm \longrightarrow \text{Soit } \mathbf{h_n= 80cm.}$$

- la largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 32cm \leq b_n \leq 56cm \longrightarrow \text{on prend : } \mathbf{b_n = 50cm}$$

Conclusion

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\mathbf{h_{ner} = 80cm}$$

$$\mathbf{h_{dalle} = 30 cm}$$

$$\mathbf{b_{ner} = 50cm}$$

$$\mathbf{h_r = 105cm}$$

VII-4-2 Calcul de la surface nécessaire au radier

a) Détermination de charge et surcharge

BASE	120	G	47.98	-1.15	545.06	0.929	5.998	0.067
BASE	120	Q	5.02	-0.28	58.05	0.228	0.643	0.016
BASE	121	G	15.72	-0.15	318.46	0.225	1.725	-0.001
BASE	121	Q	1.50	-0.04	33.04	0.054	0.177	0.000
BASE	122	G	-1.93	-0.33	304.70	0.377	-0.044	-0.002
BASE	122	Q	-0.31	-0.08	30.60	0.087	-0.001	0.000
BASE	123	G	-18.70	-0.59	294.48	0.637	-1.718	0.001
BASE	123	Q	-1.97	-0.13	28.52	0.145	-0.164	0.000
BASE	124	G	-44.53	-4.32	471.54	4.608	-5.231	-0.352
BASE	124	Q	-4.31	-0.99	44.13	1.046	-0.486	-0.080
BASE	152	G	2.20	-0.72	549.94	1.071	2.977	0.066
BASE	152	Q	0.40	-0.12	91.57	0.180	0.541	0.014
BASE	154	G	61.50	-2.10	681.05	2.557	7.877	-0.008
BASE	154	Q	7.19	-0.46	81.42	0.543	0.925	-0.003
BASE	155	G	23.33	-0.45	450.12	0.546	2.350	0.000
BASE	155	Q	2.46	-0.10	53.16	0.116	0.252	0.000
BASE	156	G	-4.62	-0.43	436.32	0.502	-0.351	0.000
BASE	156	Q	-0.91	-0.09	50.70	0.106	-0.072	0.000
BASE	157	G	-30.64	-0.37	424.19	0.425	-2.864	-0.001
BASE	157	Q	-3.91	-0.08	48.43	0.087	-0.360	0.000
BASE	158	G	-60.78	-1.36	613.34	1.489	-7.728	0.141
BASE	158	Q	-7.13	-0.27	69.15	0.281	-0.915	0.034
Summation	0, 0, Base	G	0.00	0.00	24919.95	174820.284	-235175.911	0.000
Summation	0, 0, Base	Q	0.00	0.00	3605.67	25015.073	-33357.977	0.000

Charge permanente de la structure : $G = 24919.95 \text{ KN}$ (Les résultats du SAP2000)

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 3605.67 \text{ KN}$

b) Combinaisons d'actions

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 39050.44 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 28525.62 \text{ KN}$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{L'ELU : } S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{39050.44}{1,33 \times 200} = 146.81 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{28525.62}{200} = 142.6 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max (S_{rad} ; S_{rad}) = 146.81 \text{ m}^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$ Condition vérifiée.

-Remarque

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{105}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 52 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 55 \text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = (20.5 \times 11 + 10.5 \times 2.3) = 249.65 \text{ m}^2$

VII-4-3 Calcul des sollicitations à la base du radier**a) Charge permanente**

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

-Poids du dalle : $[(249.65) \times 25 \times 0,30] = 1872.375 \text{ KN}$

-Pds de la nervure : $[0,50 \times (1.05 - 0.3) \times 25(19.5 \times 3 + 9.5 + 11.8 \times 3 + 10 \times 3)] = 1250.6 \text{ KN}$

-Poids du remblai en TVO : $[(249.65 - 133.4) \times (1.05 - 0.30) \times 17] = 1482.2 \text{ KN}$

-Poids de la dalle flottante : $[(249.6 - 133.4) \times 0.10 \times 25] = 290.5 \text{ KN}$

$$G_r = 4895.7 \text{ KN}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier G_T

$$G_T = 24919.95 + 4895.7 = 29815.65 \text{ KN}$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T

$$Q_T = 3605.67 + 5 \times 249.65 = 4853.92 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29815.65 + 1.5 \times 4853.92 = 47532.01 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 29815.65 + 4853.92 = 34669.57 \text{ KN}$$

VII-4-4 Vérifications**a) Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{47532,01 \times 1}{249,65} \times \frac{5}{2} = 475,986 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{475986}{1000 \times 270} = 1,8 \text{ MPa}$$

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

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

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- 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

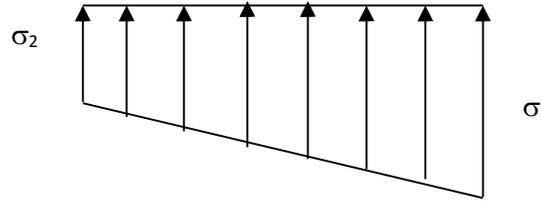
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



b-1) 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 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

b-2) Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,99m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,99m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b-3) Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 11776,69m^4$$

$$I_{yy} = 32675,35m^4$$

b-4) Calcul des moments

$$M_{xx} = 27161.159 + 1243.29 \times 1.05 = 28466.6 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = 23133.262 + 1083.31 \times 1.05 = 24270.7 \text{KN.m}$$

b-5) Sens longitudinal de sous-sol

➤ I'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{47532.01}{249.65} + \frac{28466.6}{32675.35} \times 9.99 = 199 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{47532.01}{249.65} - \frac{28466.6}{32675.35} \times 9.99 = 181.6 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199 + 181.6}{4} = 194.65 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ I'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{34669.57}{249.65} + \frac{28466.6}{32675.35} \times 9.99 = 147.6 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{34669.57}{249.65} - \frac{28466.6}{32675.35} \times 9.99 = 130.2 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147.6 + 130.2}{4} = 143.25 \text{KN} / \text{m}^2 \left. \vphantom{\sigma_m} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

b-6) Sens transversal du sous-sol

➤ I'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47532.01}{249.65} + \frac{24270.7}{11776.69} \times 5.99 = 202.7 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47532.01}{249.65} - \frac{24270.7}{11776.69} \times 5.99 = 178.1 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 202.7 + 178.1}{4} = 196.55 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN / m}^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$ **Condition vérifiée.**

➤ **I'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{34669.57}{249.65} + \frac{24270.7}{11776.69} \times 5.99 = 151.2 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{34669.57}{249.65} - \frac{24324.9}{11776.69} \times 5.99 = 126.6 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 151.2 + 126.6}{4} = 145.05 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$ **Condition vérifiée.**

VII-4-5 Ferrailage du radier

VII-4-5-1 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^{eme} 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 : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

-Remarque

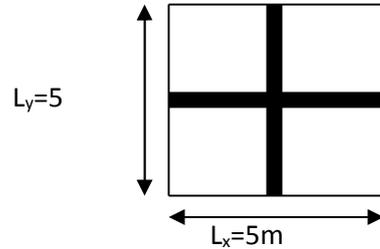
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI-4-5-1-1 Identification du panneau

$L_x = 5\text{m} ; L_y = 5\text{m}$

$\rho = \frac{L_u}{L_y} = \frac{5}{5} = 1$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **L'E.L.U**

$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 196.65 - \frac{4895.7}{249.65} = 177\text{kN/m}^2$

➤ **L'E.L.S**

$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 145.05 - \frac{4895.7}{249.65} = 125.4\text{kN/m}^2$

a) Calcul a' L ELU

$q_u = 177\text{ KN/m}^2$

$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0368 \\ U_y = 1 \end{cases}$

a-1) Calcul des moments M_{0x} et M_{0y}

$M_{0x} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0368 \times 177 \times (5^2) = 162.84\text{KN}$

$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 1 \times 162.84 = 162.84\text{KN}$

-Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée dans le sens y - y et (0,85) dans le sens x - x

a-2) Ferrailage dans le sens x - x**➤ Aux appuis**

$$M_{\text{app}} = (-0,5) \times 162.84 = -81.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81.42 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{\text{sa}} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{81.42 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 9.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm²/ml.

Avec : S_t = 17 cm < min (4h, 45 cm).

➤ En travée

$$M_t = 0,85 \times 162.84 = 138.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{138.4 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,134 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,134 \rightarrow \beta = 0,928 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{138.4 \times 10^3}{0,928 \times 27 \times 348} = 15.87 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 = 16.08 cm²/ml.

Avec : S_t = 13cm < min (4h, 45 cm).

a-3) Ferrailage dans le sens y - y**➤ Aux appuis**

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,50 \times 162.84 = -81.42 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81.42 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{81.42 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 9.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 Cm² / ml ;

Avec : S_t = 17cm < min (3h, 33 cm)

➤ **En travée**

$$M_t = 0,75 \times 162.84 = 122.13 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122.13 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,118 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,118 \rightarrow \beta = 0,937 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{122.13 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 348} = 13.87 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 16 = 14 .08 Cm² / ml

Avec : S_t = 15 cm < min (3h, 33 cm).

Tableau VII-4 : récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	8HA14/ml = 12.31 cm ² /ml	7HA14/ml = 10.77 cm ² /ml
Armatures en travées	8HA16/ml = 16.08 cm ² /ml	7HA16/ml = 14.08cm ² /ml

VII-4-5-1-2 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

➤ **Sens x – x**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,94}{2} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Sens y – y**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Aux appuis	↙	$A_{ua}^x = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
	↘	$A_{ua}^y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
-En travée	↙	$A_{ut}^x = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
	↘	$A_{ut}^y = 14.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

VII-4-5-1-3 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**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$S_t = 17 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Dans le sens yy**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$S_t = 17 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

VII-4-5-1-4 Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ **Sens x-x**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{4426}{3 \times 5} = 295 \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 4426 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➤ **Sens y-y**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{4426}{2 \times 5 + 5} = 295 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{295 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.09 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Calcul a LELS

$$q_s = 125.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

b-1) Calcul des moments M_u , M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0442 \times 125.4 \times (5)^2 = 138.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 1 \times 138.57 = 138.57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

➤ **Sens xx**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 138.5 = -69.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 138.5 = 117.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens yy**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 138.5 = -69.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 138.5 = 103.88 \text{ KN.m}$$

VII-4-5-1-5 Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 16,08}{100 \times 27} = 0,596$$

$$\rho_1 = 0,596 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,885 ; \quad \alpha_1 = 0,345$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,345}{15(1 - 0,345)} = 0,035$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{117,72 \times 10^{-3}}{0,885 \times 0,27 \times 16,08 \times 10^{-4}} = 306 \text{ MP}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,042 \times 306 = 12,85 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-5-1-6 Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 306 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 14,08}{100 \times 27} = 0,521$$

$$\rho_1 = 0,521 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,892 ; \quad \alpha_1 = 0,324$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,324}{15(1 - 0,324)} = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{103,88 \times 10^{-3}}{0,892 \times 0,27 \times 14,08 \times 10^{-4}} = 306,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 306,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,032 \times 306,34 = 9,8 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VII-5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms	As ELU	ρ_1	K	β_1	σ_s (MPa)	σ_b (MP)	σ_b (MP)	Obs
X- X	Appuis	69.25	12.31	0.45	0.029	0.897	232.3	6.9	15	Vérifiée
	Travée	117.72	16.08	0.59	0.035	0.885	306	12.85	15	Vérifiée
Y- Y	Appuis	69.25	10.77	0.39	0.027	0.903	261.9	7.07	15	Vérifiée
	Travée	103.88	14.08	0.52	0.032	0.892	306.3	9.8	15	Vérifiée

VII-4-5-2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

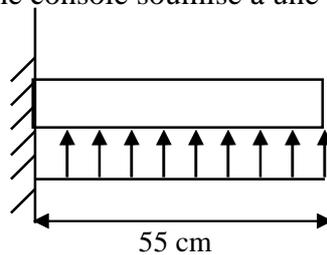


Figure VII-3: Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul

➤ l'ELU

$$q_u = 177.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{177.04 \times 0,55^2}{2} = -26.8 \text{ KN.m}$$

➤ l'ELS

$$q_s = 125.4 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{125.4 \times 0,55^2}{2} = -18.97 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures

b-1) Armatures principales

$$B=1\text{m} ; d=27\text{cm} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.8 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta_u = 0,987 \quad A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{26,8 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 2,89 \text{ cm}^2$$

A_s = 2,89 cm²/ml

Soit : A_s = 3HA12 = 3,39 cm² avec un espacement de 15 cm/ml.

b-2) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,89}{4} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Soit : A_r = 2HA10 = 1,56 cm² avec un espacement de 20 cm/ml.

c) Vérification à l'ELU

c-1) 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_s = 3,39 cm² > 3,26 cm²

D) Vérification à l'ELS

d-1) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 27} = 0,126$$

$$\rho_1 = 0,126 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,941 ; \quad \alpha_1 = 0,177$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,177}{15(1 - 0,177)} = 0,014$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18,97 \times 10^{-3}}{0,941 \times 0,27 \times 3,39 \times 10^{-4}} = 220,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,014 \times 220,2 = 3,08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d-2) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 220,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

-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 est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

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

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

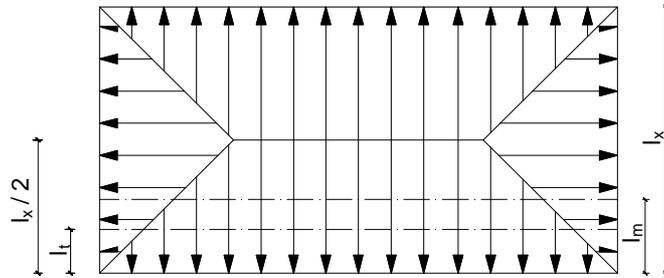


Figure VII-4 : Répartition trapézoïdale

a-2) Le Chargement simplifié

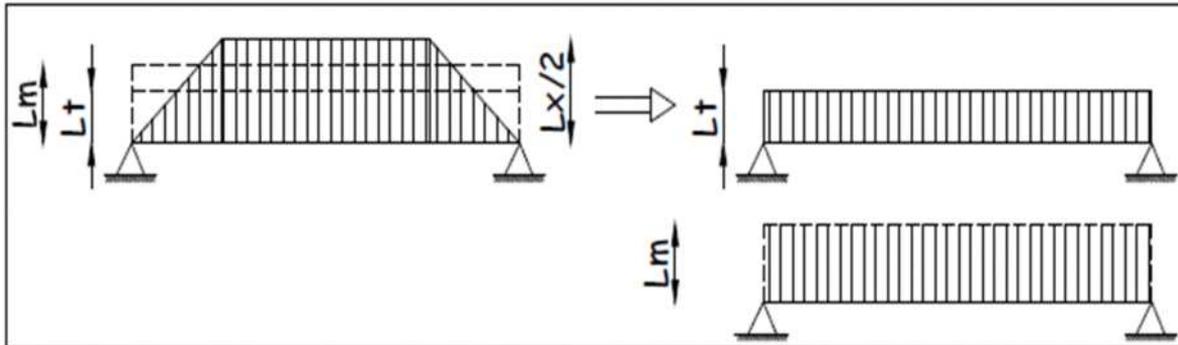


Figure VII-5 : Présentation du chargement simplifié

a-3) Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

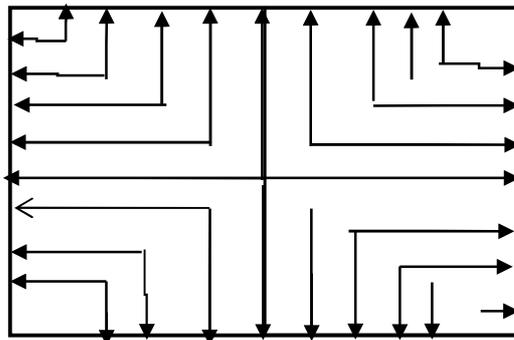


Figure VII-6: Répartition triangulaire

b) Charges à considérer

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} \text{ Pour les moments necessant}$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} \text{ Pour les efforts tranchantes}$$

c) Détermination des charges

➤ ELU

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(196,65 - \frac{4895,7}{249,65} - \frac{1250,6}{133,4} \right) = 167,7 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(145.05 - \frac{4895.7}{249.65} - \frac{1250.6}{133.4} \right) = 116.06 \text{KN/m}^2$$

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

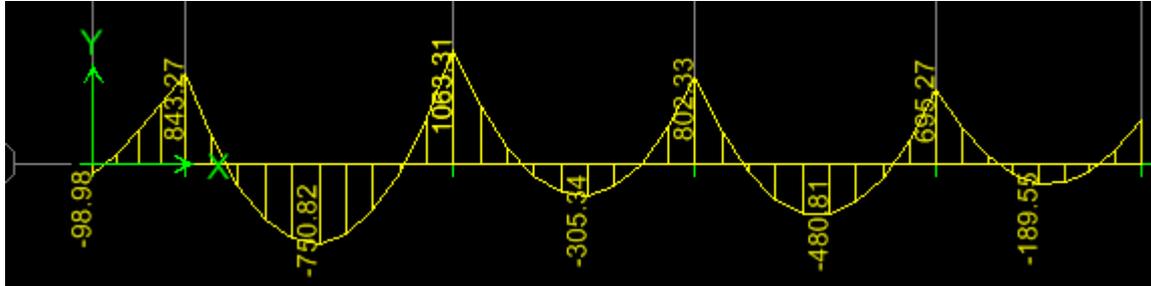
Tableau VII-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	1.7	5	0.34	triangulaire	0.57	0.42	167.7	116.06	94.93	189.7	65.70	131.40	71.27	142.4	49.33	98.65
	2	1.7	5	0.34	triangulaire	0.57	0.42	167.7	116.06	94.93		65.70		71.27		49.33	
2-3	1	5	5	1	triangulaire	1.67	1.25	167.7	116.06	279.22	558.4	193.24	386.48	209.62	419.5	145.08	290.15
	2	5	5	1	triangulaire	1.67	1.25	167.7	116.06	279.22		193.24		209.62		145.08	
3-4	1	4.5	5	0.9	triangulaire	1.49	1.13	167.7	116.06	251.29	502.9	173.92	347.83	188.66	377.3	130.57	261.14
	2	4.5	5	0.9	triangulaire	1.49	1.13	167.7	116.06	251.29		173.92		188.66		130.57	
4-5	1	4.5	5	0.9	triangulaire	1.49	1.13	167.7	116.06	251.29	502.9	173.92	347.83	188.66	377.3	130.57	261.14
	2	4.5	5	0.9	triangulaire	1.49	1.13	167.7	116.06	251.29		173.92		188.66		130.57	
5-6	1	3.8	5	0.76	triangulaire	1.27	0.95	167.7	116.06	212.21	424.2	146.86	293.72	159.32	318.3	110.26	220.51
	2	3.8	5	0.76	triangulaire	1.27	0.95	167.7	116.06	212.21		146.86		159.32		110.6	

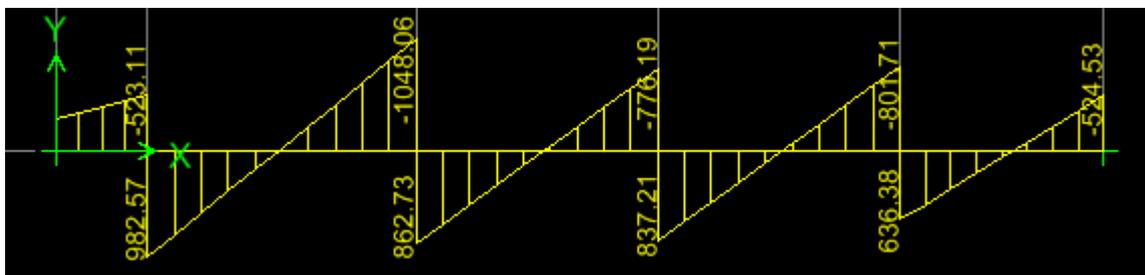
d-1-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

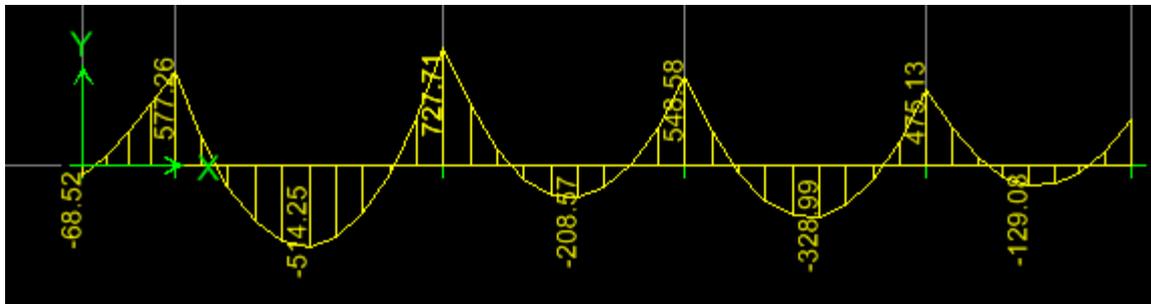
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



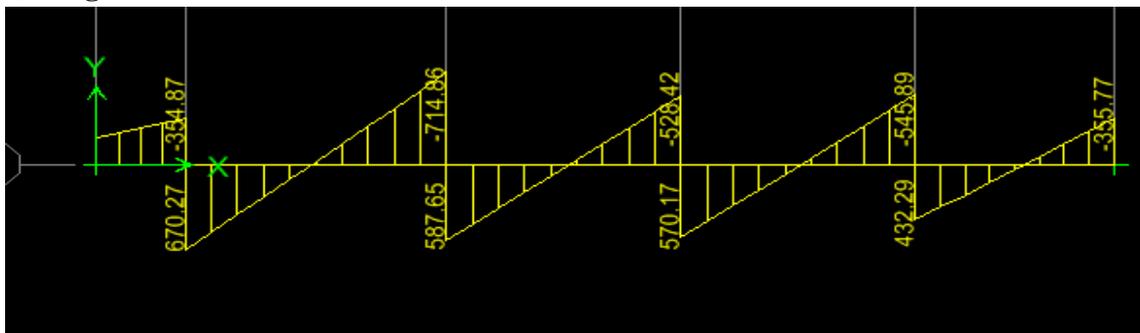
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-1-2) Le ferrailage a' L'ELU

- $M_t^{max} = 750.82 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 1063.31 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 50 \text{ cm}, \\ h_n = 105 \text{ cm}, \\ d = 102 \text{ cm}, \\ f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa}, \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

➤ Aux appuis

$$M_a = 1063.3 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1063.3 \times 10^6}{500 \times 1020^2 \times 14.2} = 0,144 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,144 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,922 A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1063.3 \times 10^3}{0,922 \times 102 \times 348} = 18.2 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 filante+(5HA16) Chapeaux= 25.75 cm²

➤ En travée

$$M_t = 750.82 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{750.82 \times 10^6}{500 \times 1020^2 \times 14.2} = 0.102 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.100 \quad \beta = 0.946 \quad \Rightarrow$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{750.82 \times 10^3}{0.946 \times 102 \times 348} = 22.4 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 filante+5HA16Chapeaux= 25.75 cm²

d-2) Sens transversal

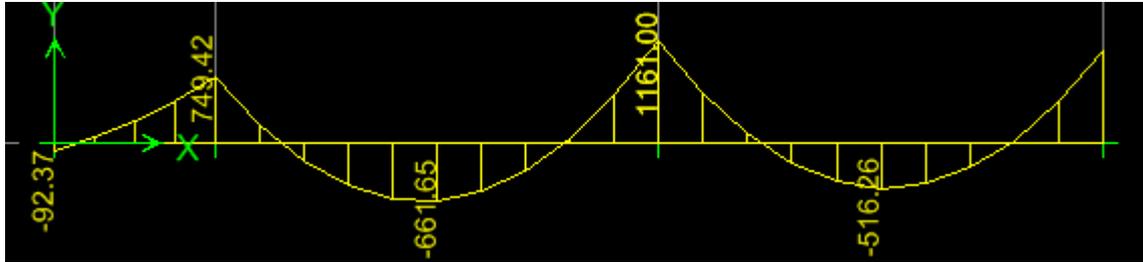
Tableau VII-7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s
1-2	1	1.8	5	0.36	triangulaire	0.59	0.45	167.7	116.06	100.52	201.04	69.57	139.13	75.47	150.93	52.23	104.45
	2	1.8	4.5	0.4	triangulaire	0.59	0.45	167.7	116.06	100.52		69.57		75.47		52.23	
2-3	1	5	5	1	triangulaire	1.67	1.25	167.7	116.06	279.22	530.52	193.24	367.16	209.63	398.29	145.08	275.64
	2	4.5	5	0.9	trapézoïdale	1.49	1.12	167.7	116.06	251.29		173.91		188.66		130.57	
3-4	1	5	5	1	triangulaire	1.67	1.25	167.7	116.06	279.22	530.52	193.24	367.16	209.63	398.29	145.08	275.64
	2	4.5	5	0.9	trapézoïdale	1.49	1.13	167.7	116.06	251.29		173.92		188.66		130.57	

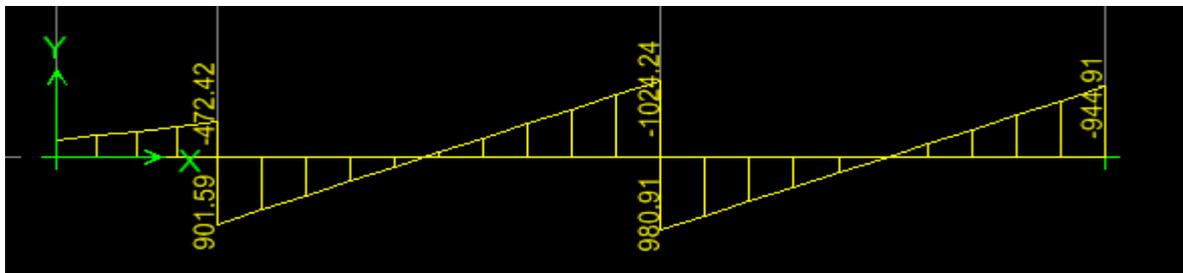
d-2-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

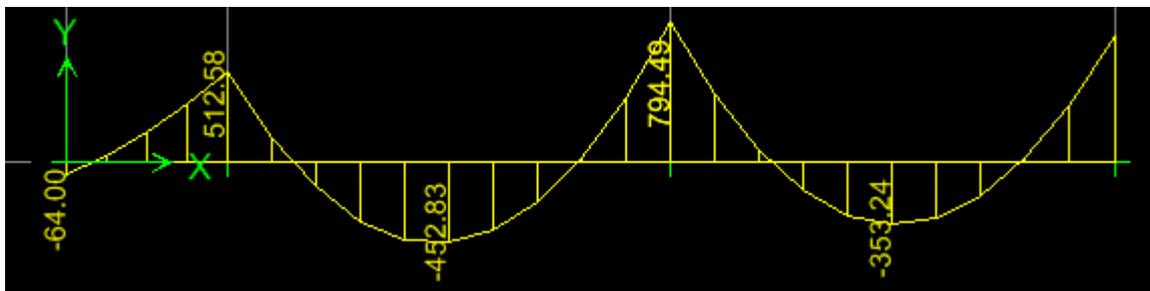
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



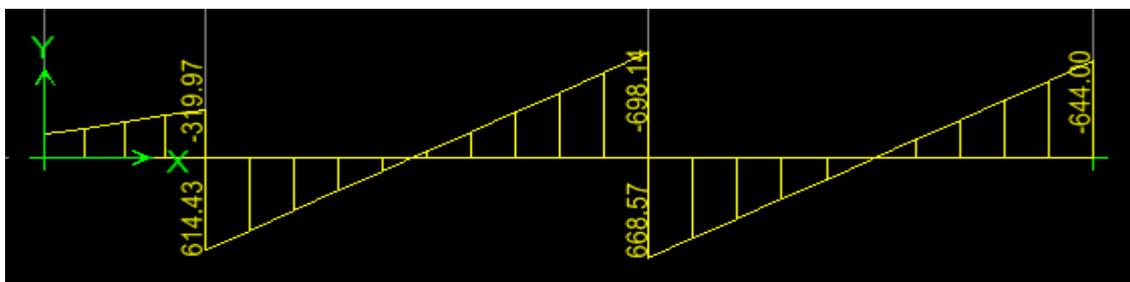
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-2-2)Le ferrailage AL'ELU

- $M_t^{max}=661.65kN.m$
- $M_a^{max}= 1161kN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 50cm, \\ h_n = 105 cm, \\ d = 102cm, \\ f_{bc} = 14, 2 Mpa, \\ \sigma_{st} = 348 Mpa \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis**

$M_a=1161kN.m$

$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1161 \times 10^6}{500 \times 1020^2 \times 14.2} = 0.158 < 0.392 \implies$ **La section est simplement armée**

$\mu_u = 0,158 \implies \beta = 0,914$

$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1161 \times 10^3}{0.914 \times 102 \times 348} = 24.83cm^2$

On opte :5HA20 filante+(5HA16) Chapeaux= 25.75cm²

➤ **En travée**

$M_t = 661.65kN.m$

$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{661.65 \times 10^6}{500 \times 1020^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \implies$ **La section est simplement armée**

$\mu_u = 0,088 \implies \beta = 0,954$

$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{661.65 \times 10^3}{0,954 \times 102 \times 348} = 19.54cm^2$

On opte : 5HA20 filante+ (5HA16) Chapeaux= 25.75cm²,

VII-4-5-3-1) Vérifications à l'ELU

a) Condition de fragilité

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 50 \times 102 \times 2,1}{400} = 6.2cm^2$$

a-1) sens longitudinal et transversal

➤ **Aux appuis : $A_{sa} = 25.75cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2$condition vérifiée.**

$A_{sa} = 25.75cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2$

➤ **En travée** : $A_{st} = 25.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$$A_{st} = 25.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.2 \text{ cm}^2$$

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 : $T_{u \max} = 1048.06 \text{ KN}$ ➡ sens xx

$T_{u \max} = 1024.24 \text{ KN}$ ➡ sens yy

$$\tau_u = \frac{1048.06 \times 10^3}{500 \times 1020} = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{1024.24 \times 10^3}{500 \times 1020} = 2.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

➤ **Armatures transversal**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{➡ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **4 cadres de ϕ_{10}** ➡ $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

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**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 26.25 ; 24 \} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 26.25 \text{ cm}$$

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 : $A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 2.25 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

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 :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

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	750.82	514.25	1.46	0.144	0.1320	0,480	Condition vérifiée
	Appui	1063.31	727.71	1.46	0,100	0.1953	0,480	Condition vérifiée
Y-Y	Travée	661.65	452.83	1.46	0,158	0.2162	0,480	Condition vérifiée
	Appui	1148.06	794.49	1.45	0,088	0.1154	0,475	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)

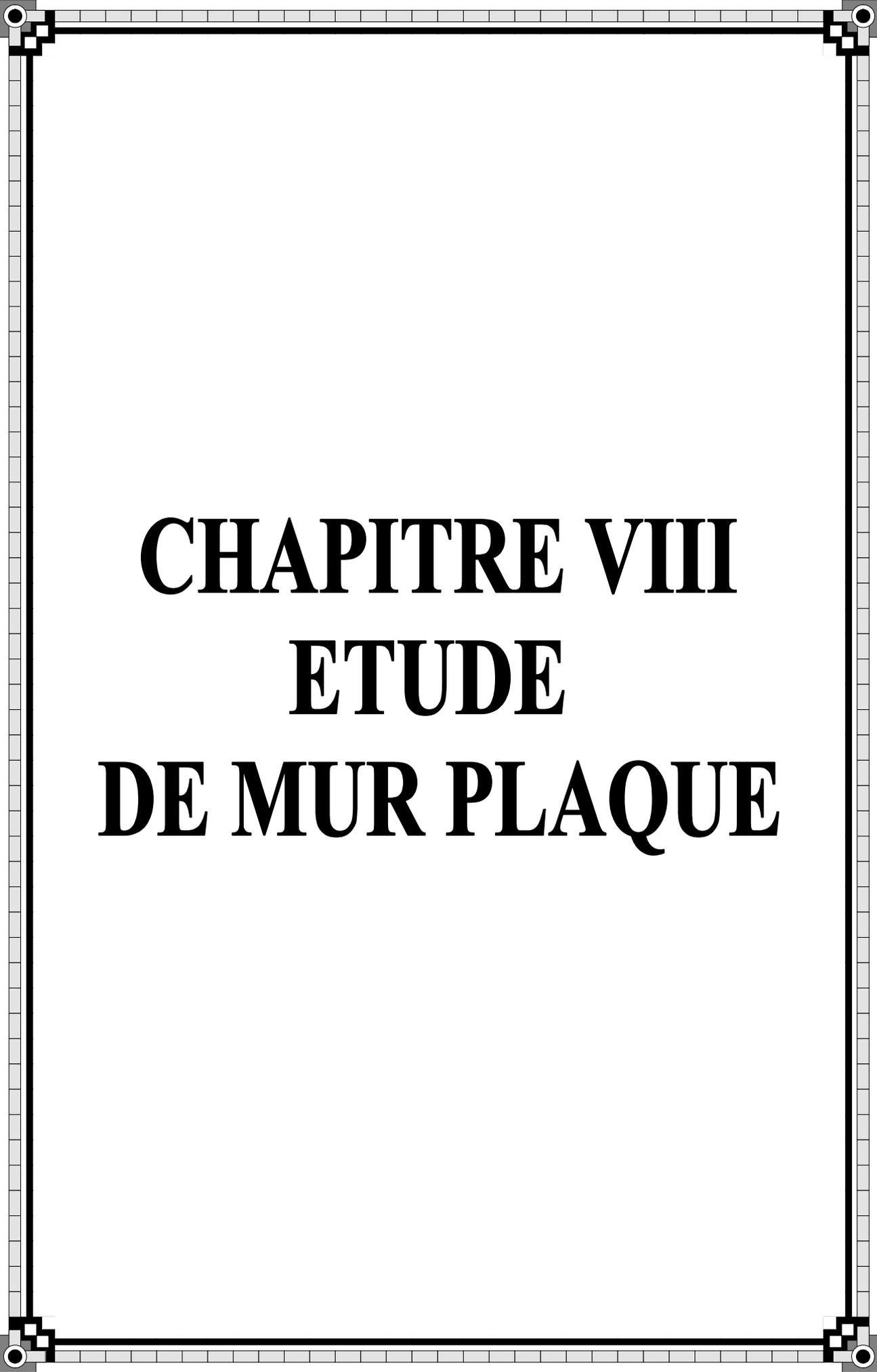
Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

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 105 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1.05} = 2.86 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1,43 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ / parois.



CHAPITRE VIII
ETUDE
DE MUR PLAQUE

VIII-Mur Plaque

VIII -1 Introduction

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi unjoint de 0.5cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VIII -2 Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

a) Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

K0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ :Angle de frottement interne.

b) Données de calcul

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

c) Caractéristiques du sol

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

d) Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1-\sin35}{\cos35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.93\text{m}$$

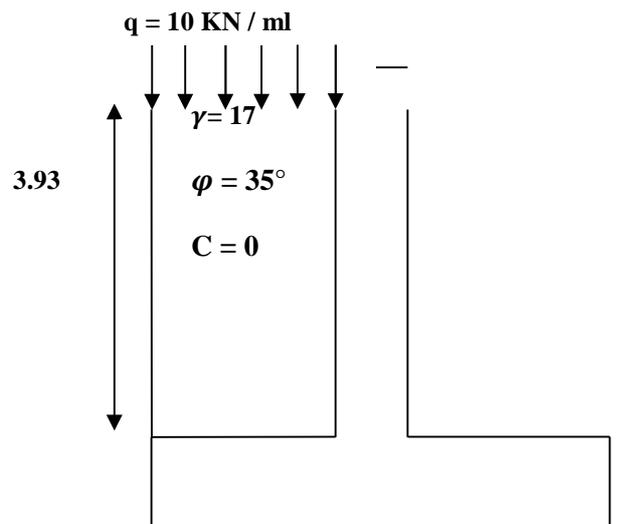


Figure VIII-1:Schéma statique du

➤ **ELU**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,52 = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,93 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 3,93 + 1,5 \times 10) = 54,70 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,93 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 (10 + 17 \times 3,93) = 39,94 \text{ KN/m}^2$$

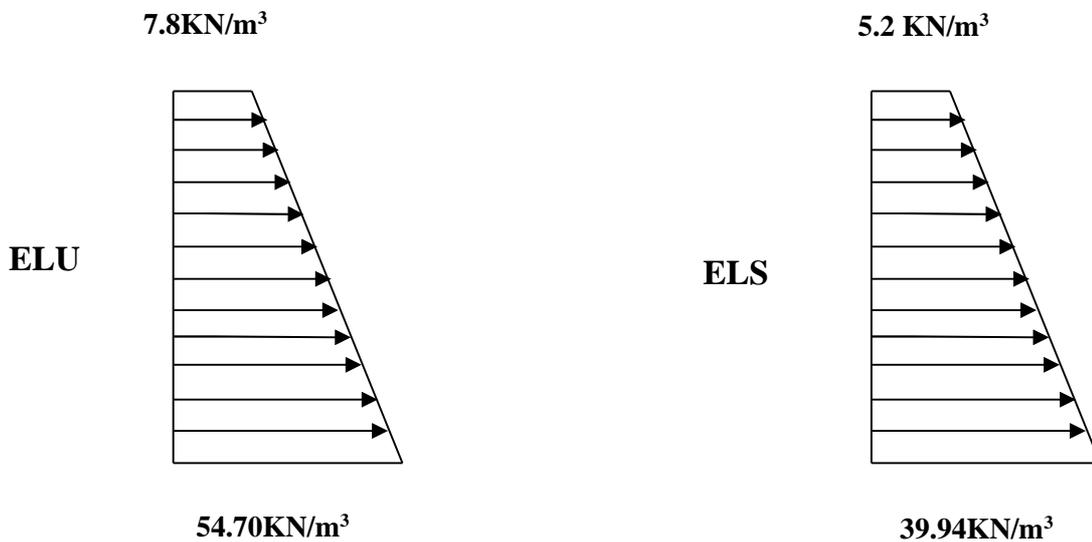


Figure VIII-2: Diagramme des contraintes

-Charges moyennes

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 54,70 + 7,8}{4} = 42,97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 39,94 + 5,2}{4} = 31,26 \text{ KN/ml}$$

VIII -3 Ferrailage du mur plaque

VIII -3-1 Méthode de calcul

Le mur plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continue encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau du radier.

a) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments surappuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis de rive : 0.

a-1) Identification des panneaux

$$l_x = 3.93\text{m}$$

$$l_y = 5\text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.93}{5} = 0,8; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

a-2) Calcul à l'ELU

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0565 \times 42.97 \times 3.93^2 = 37.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 37.50 = 22.31 \text{ KN.m}$$

a-3) Correction des moments

➤ **Sens x-x**

$$M_a = 0.3 \times 37.50 = 11.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 37.50 = 28.13 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y**

$$M_a = 0.3 \times 22.31 = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 22.31 = 16.73 \text{ KN.m}$$

VIII -3-2 Ferrailage

a) Calcul des sections d'armatures

Tableau VIII-1: Ferrailage du mur plaque.

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)	e (cm)
xx	Appuis	11.25	0.024	0.988	SSA	1.82	2	6HA12 = 6.79	15	20
	Travée	28.13	0.06	0.969	SSA	4.63	2	6HA12 = 6.79	15	20
yy	Appuis	6.70	0.014	0.993	SSA	1.08	2	6HA10 = 4.71	15	20
	travée	16.73	0.04	0.980	SSA	2.73	2	6HA10 = 4.71	15	20

b) Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

c) Vérification à l'ELS

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0632 \times 31.26 \times 3.93^2 = 30.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,710 \times 30.51 = 21.66 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.3 \times 30.51 = 9.15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 30.51 = 22.88 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.3 \times 21.66 = 6.50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 21.66 = 16.25 \text{ KN.m}$$

VIII -3-3 Vérification des contraintes

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Tableau VIII-2: vérification des contraintes a ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _b	σ _b ^{bar}	Obs
xx	Appuis	6.79	9.15	0.377	0.905	37.63	87.60	2.33	15	Cv
	Travée	6.79	22.88	0.377	0.905	37.63	219.02	5.82	15	Cv
yy	Appuis	4.71	6.50	0.262	0.918	45.98	88.43	1.92	15	Cv
	travée	4.71	16.25	0.262	0.918	45.98	221.08	4.81	15	Cv

VIII -3-4 Résultats

L'épaisseur du mur plaque de soutènement est de **20cm**.

-Le ferrailage du mur plaque est comme suit

➤ **Sens x-x**

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de 15 cm.

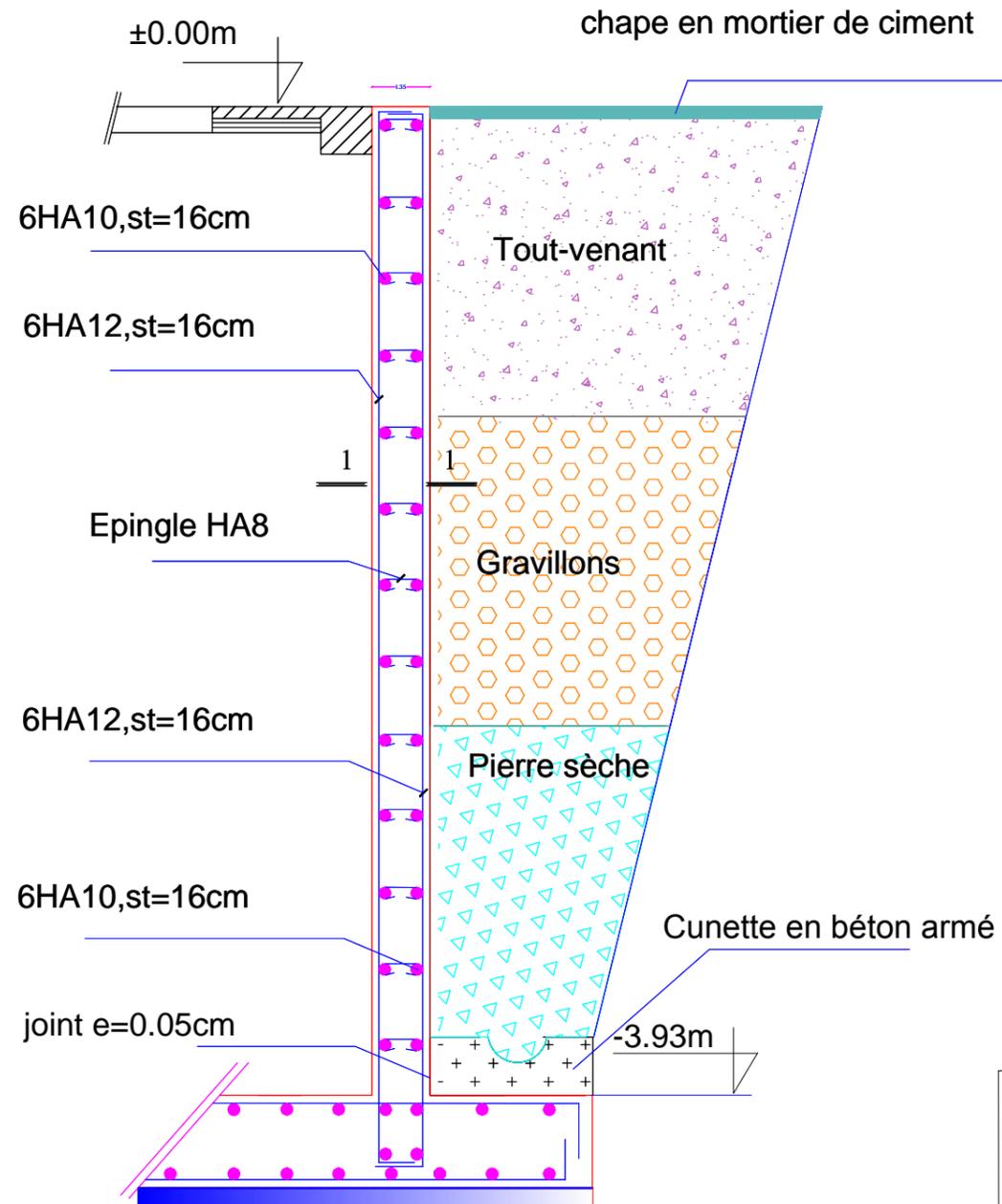
Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de 15 cm.

➤ **Sens y-y**

En travée : 6HA10/ml avec un espacement de 15cm.

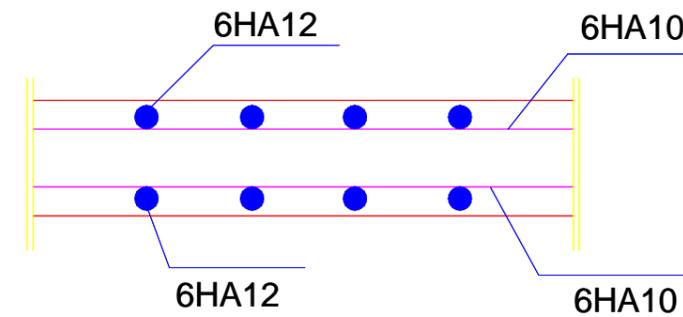
Aux appuis : 6HA10/ml avec un espacement de 15 cm.

Plan de ferrailage du Mur plaque



Plan de ferrailage du Mur plaque

Coupe 1-1



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ousou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

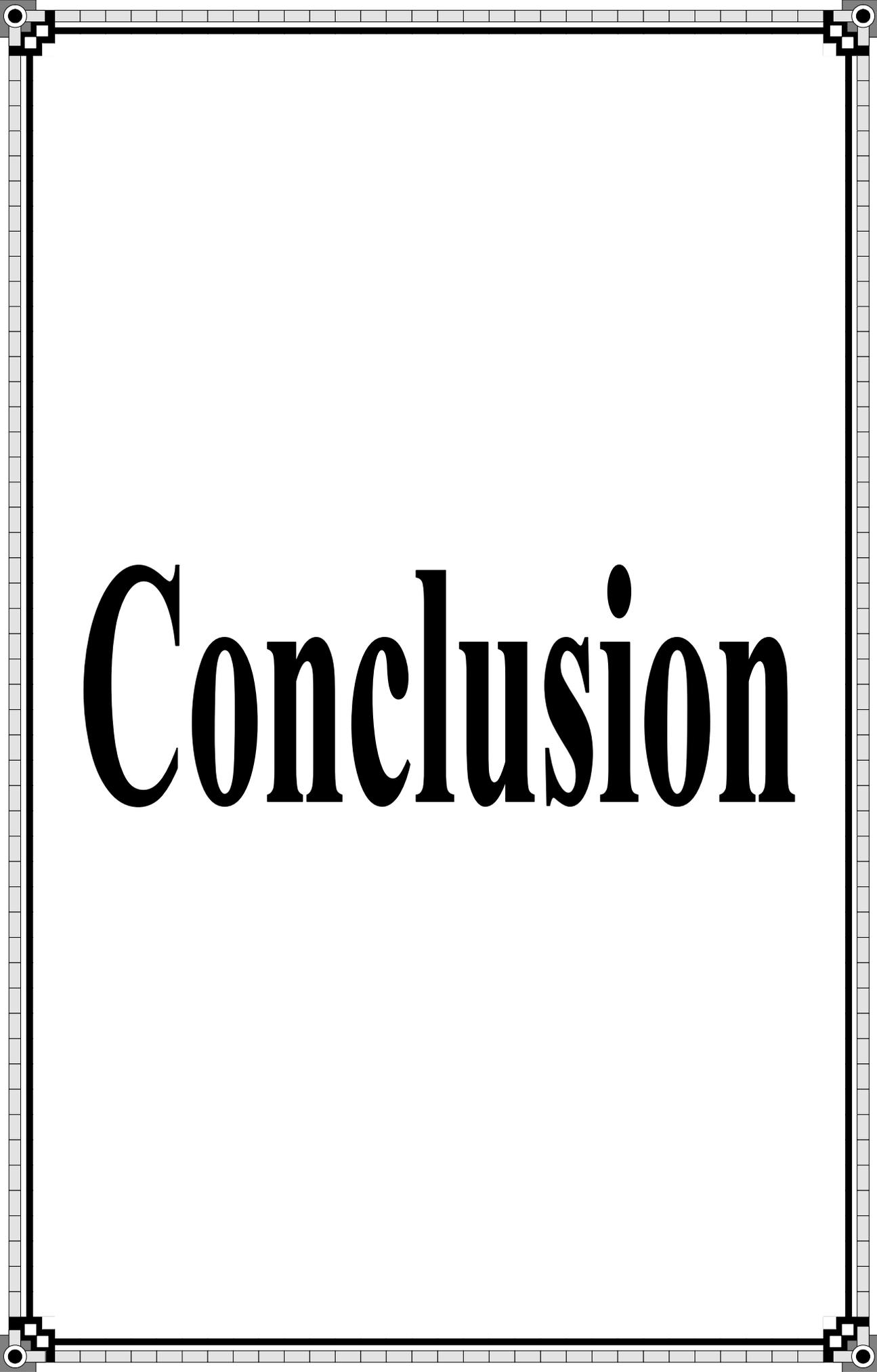
Projet :
 Etude de la structure d'un batiment
 (R+18+sous sol) à usage d'habitation et
 commercial, contrventé par voils et portiques.

Plan :
 Ferrailage de mur plaque.

Echelle:
 1/20

Etudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

Dérigée par :
 Mr : LARABI



Conclusion

Conclusion Générales

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

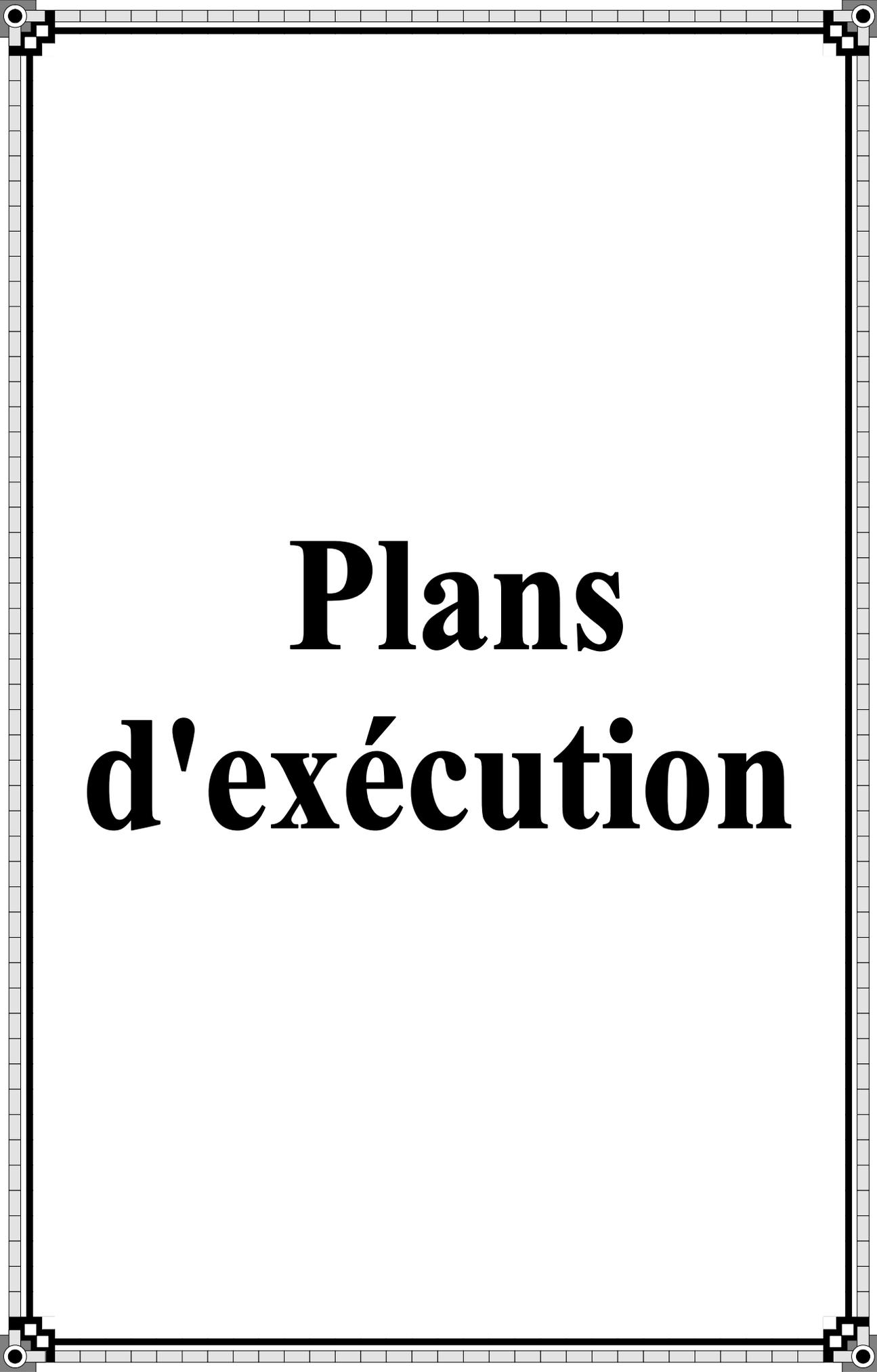
Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

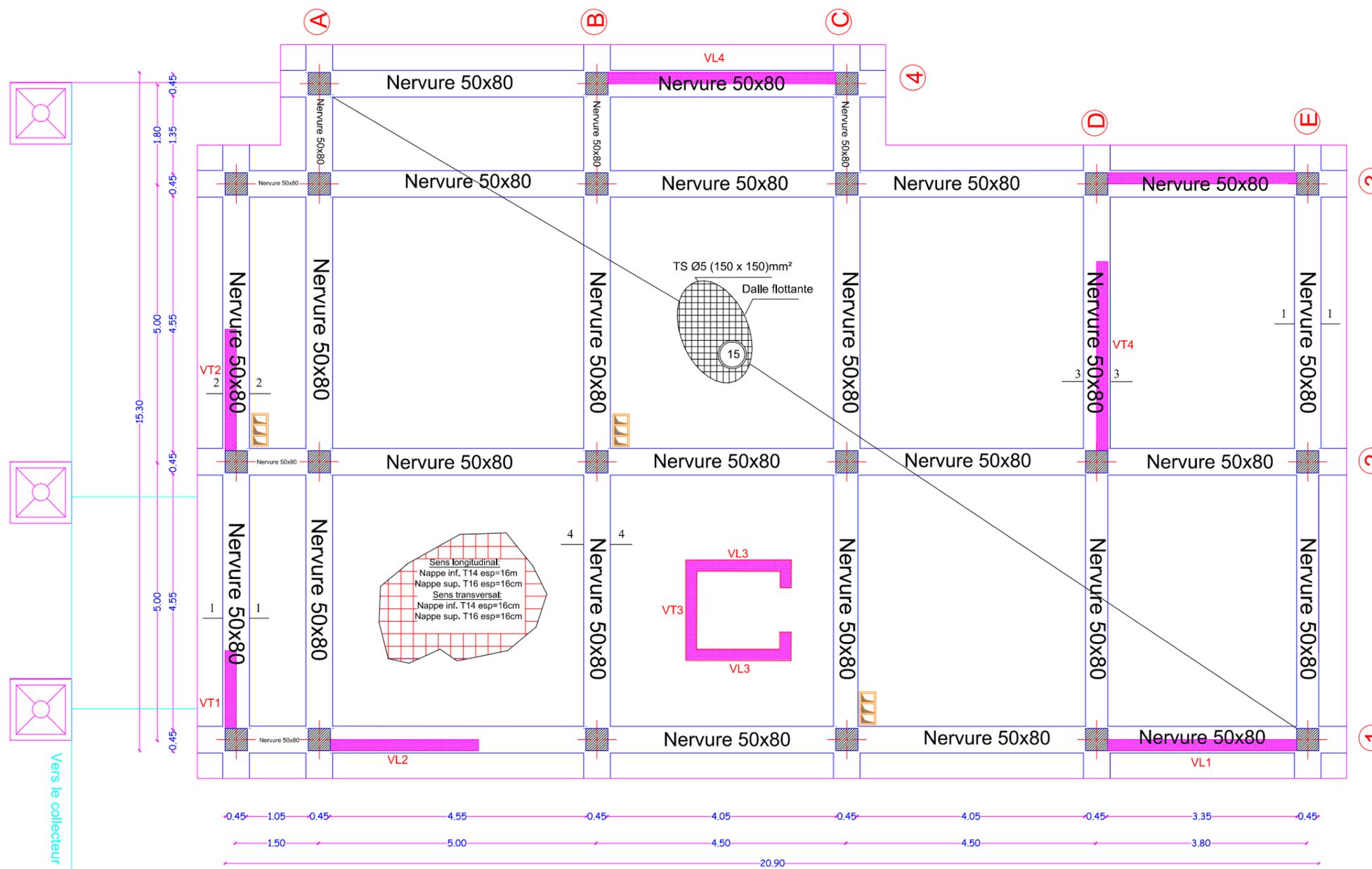
Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

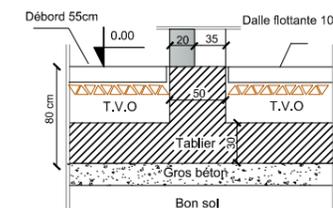
- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
 - [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
 - [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
 - [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
 - [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
 - [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
 - .
 - [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
-



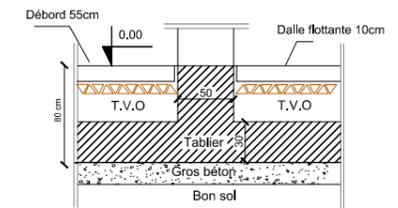
Plans d'exécution



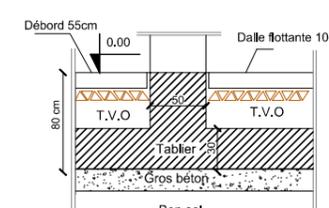
Coupe 3-3



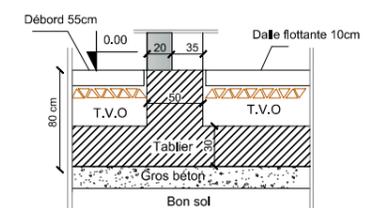
Coupe 4-4



Coupe 1-1

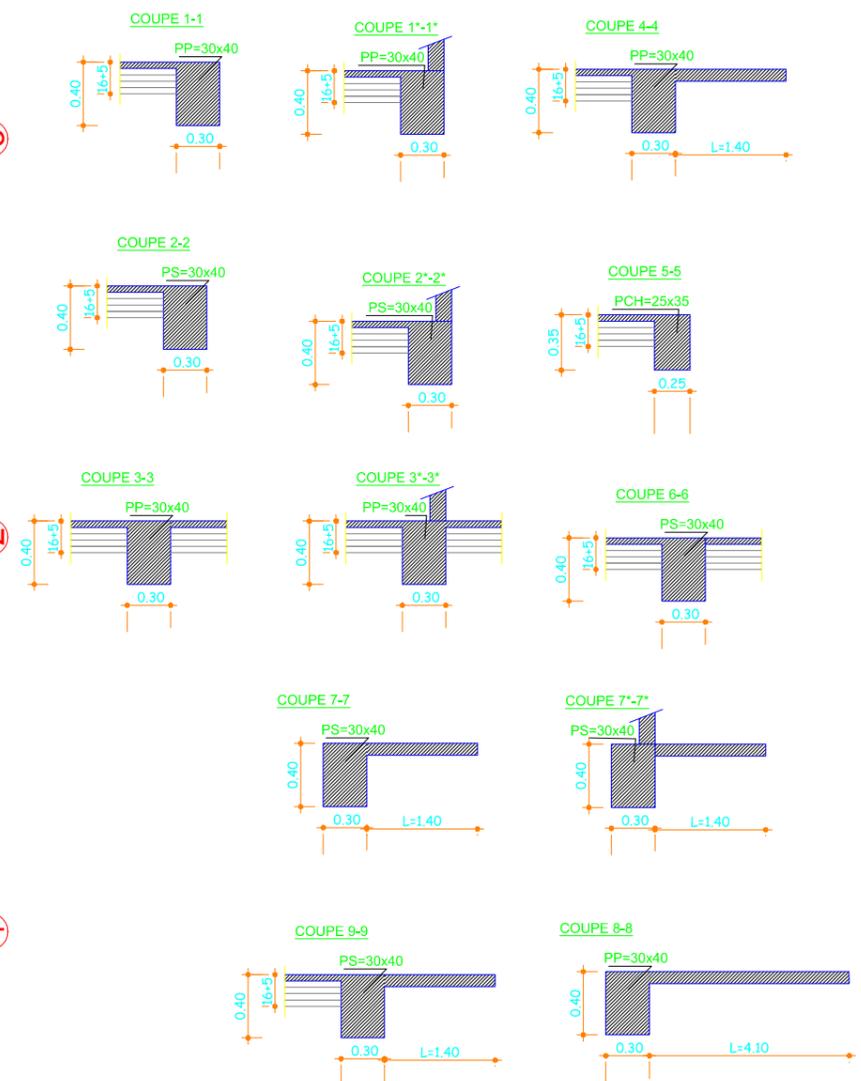
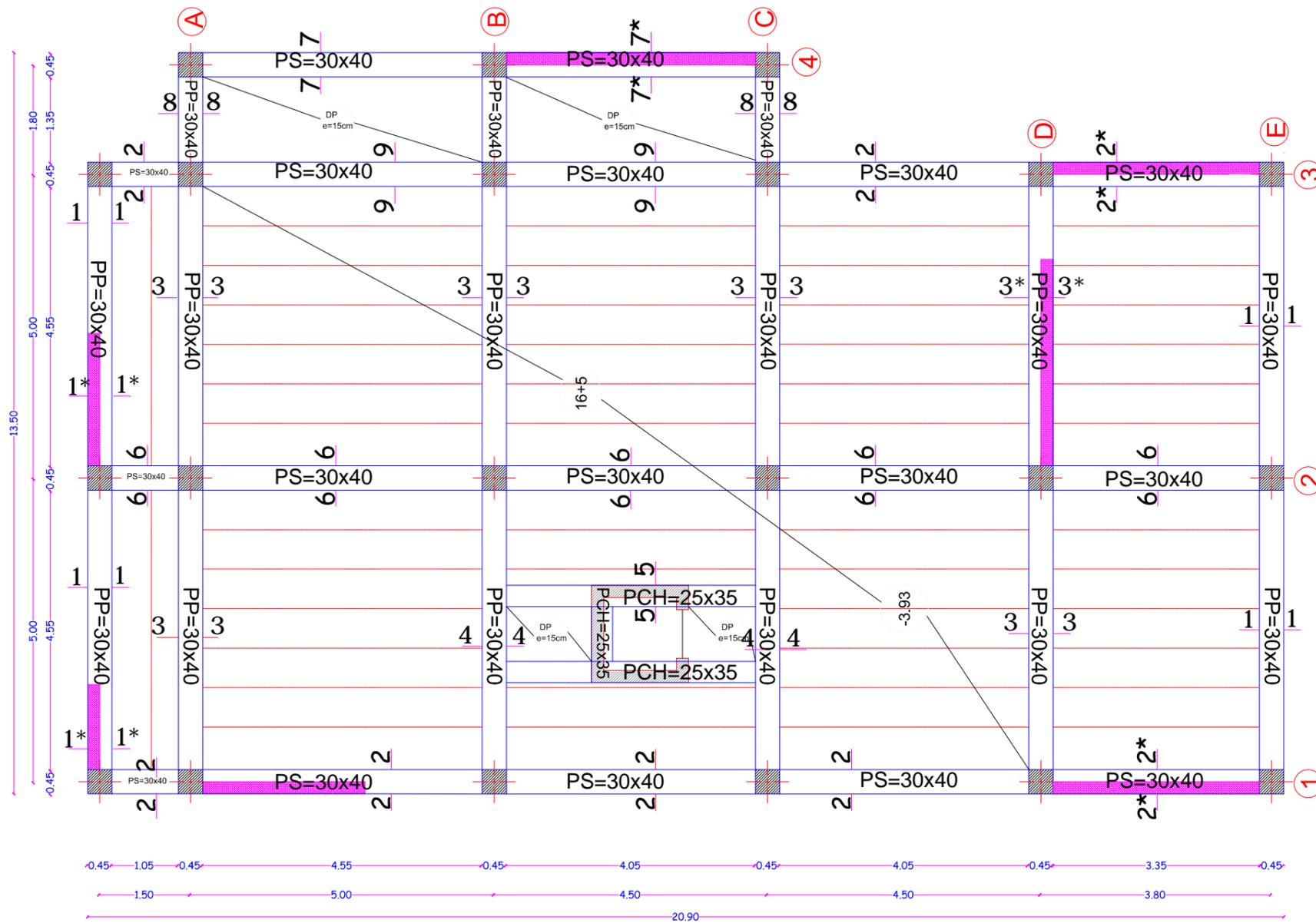


Coupe 2-2



PLAN DE COFFRAGE FONDATIONS

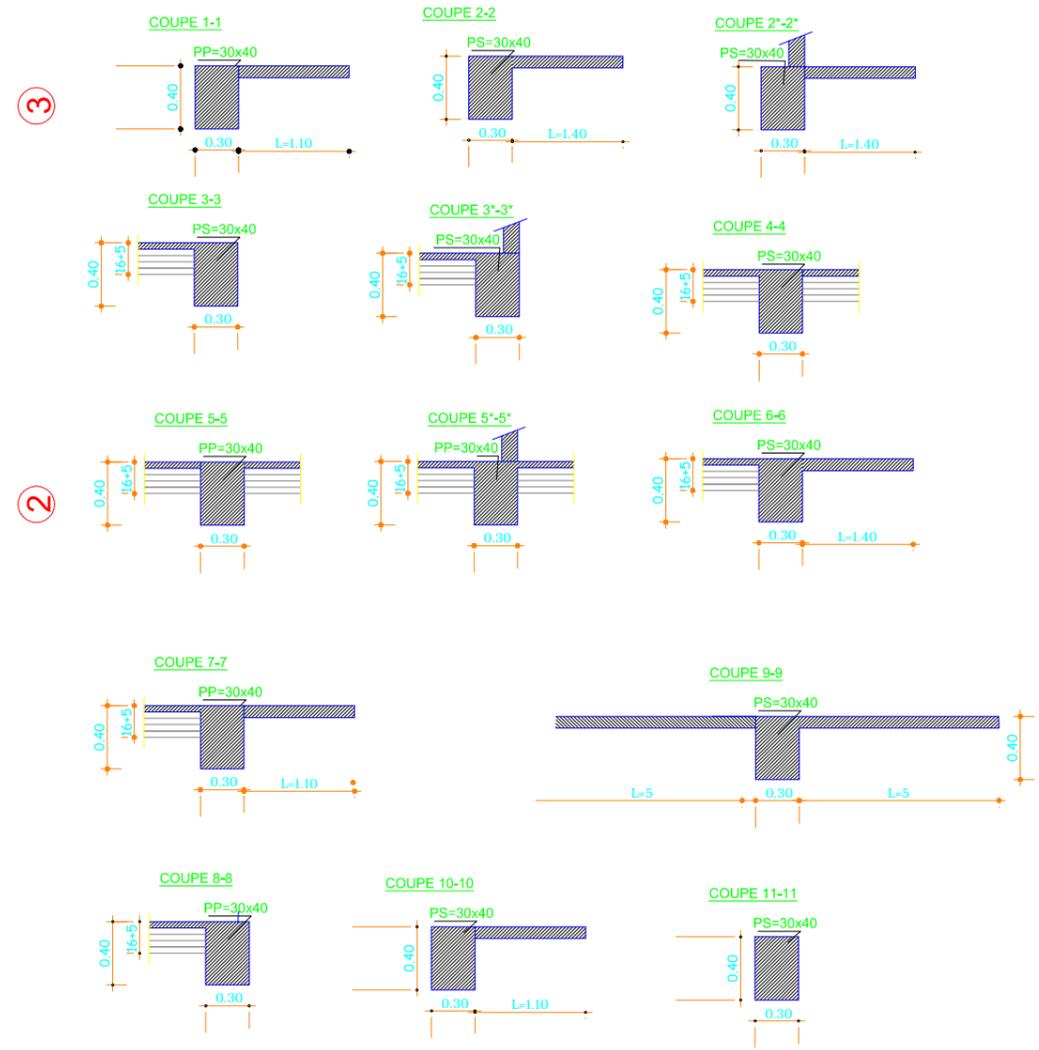
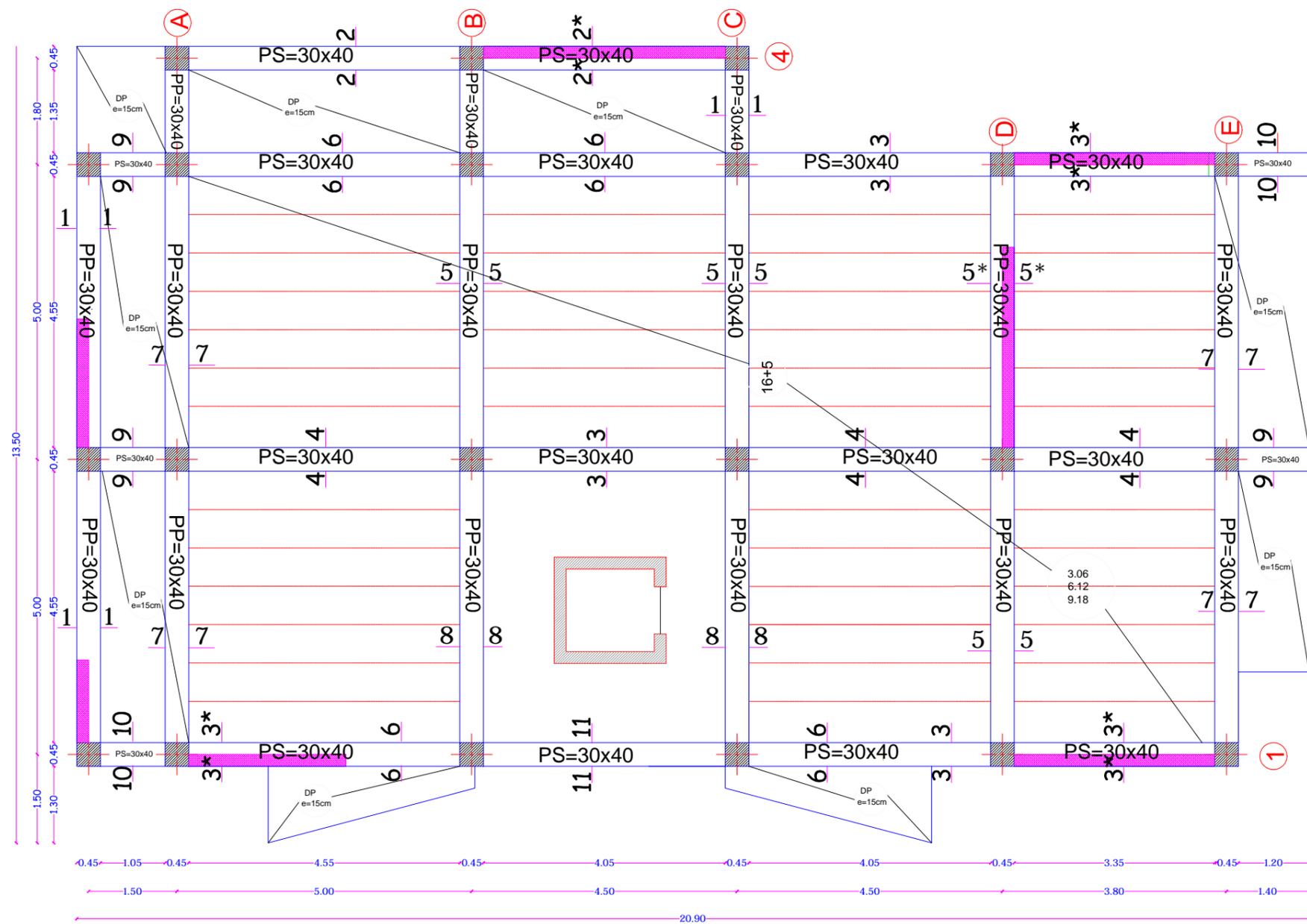
Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contrventé par voils et portiques.	Plan : coffrage fondations.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	



Coffrage plancher S SOL

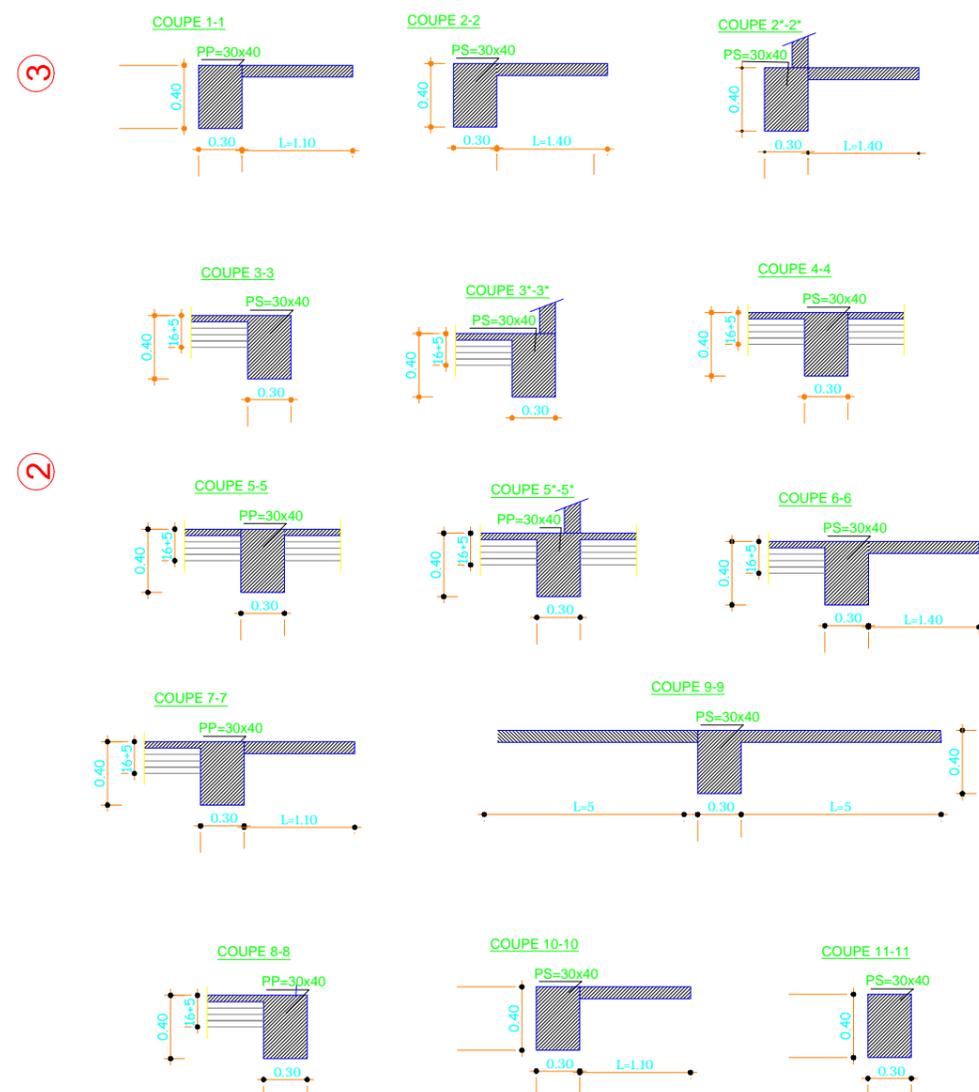
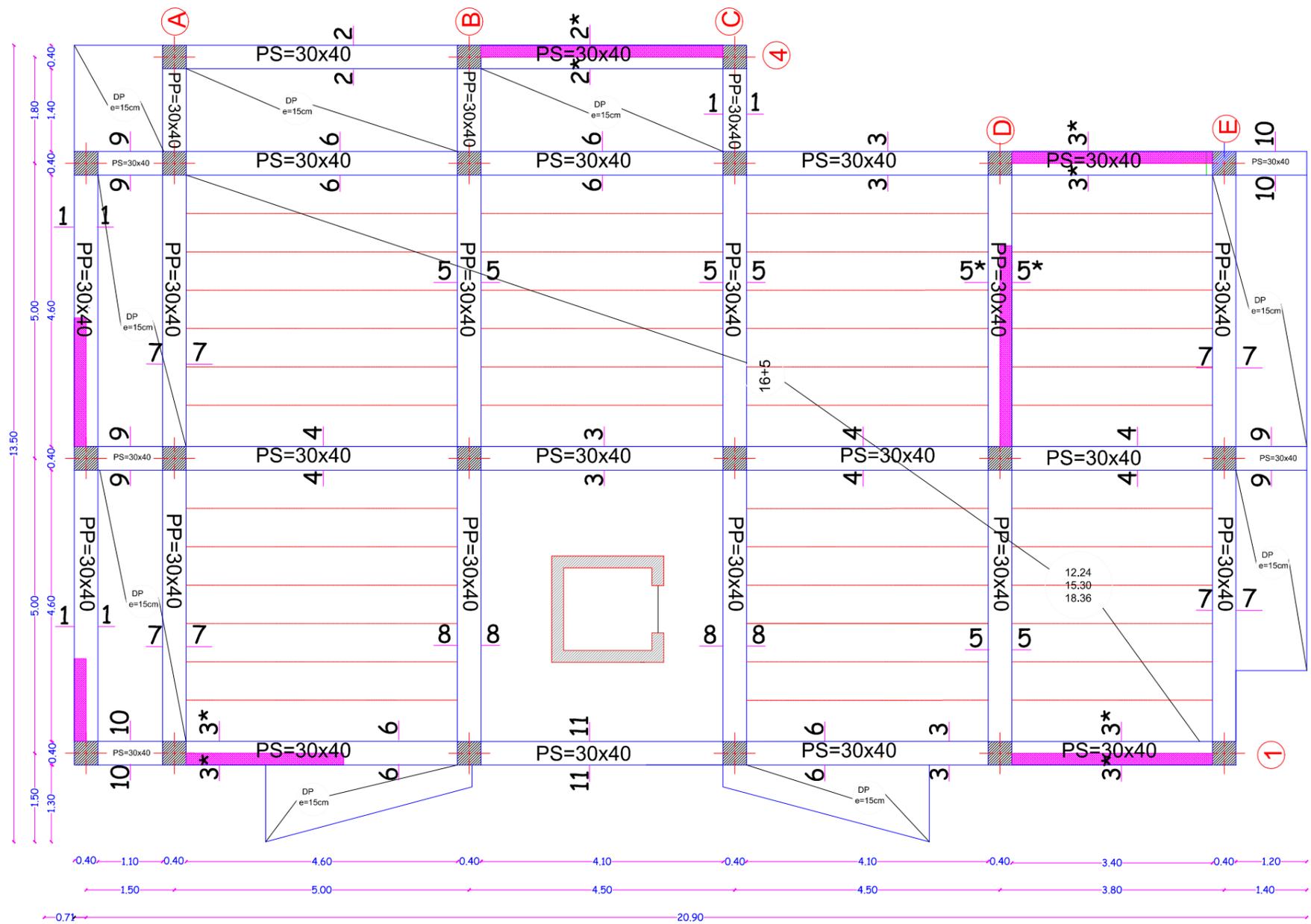
Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contréventé par voils et portiques.	Plan : coffrage planchers.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	



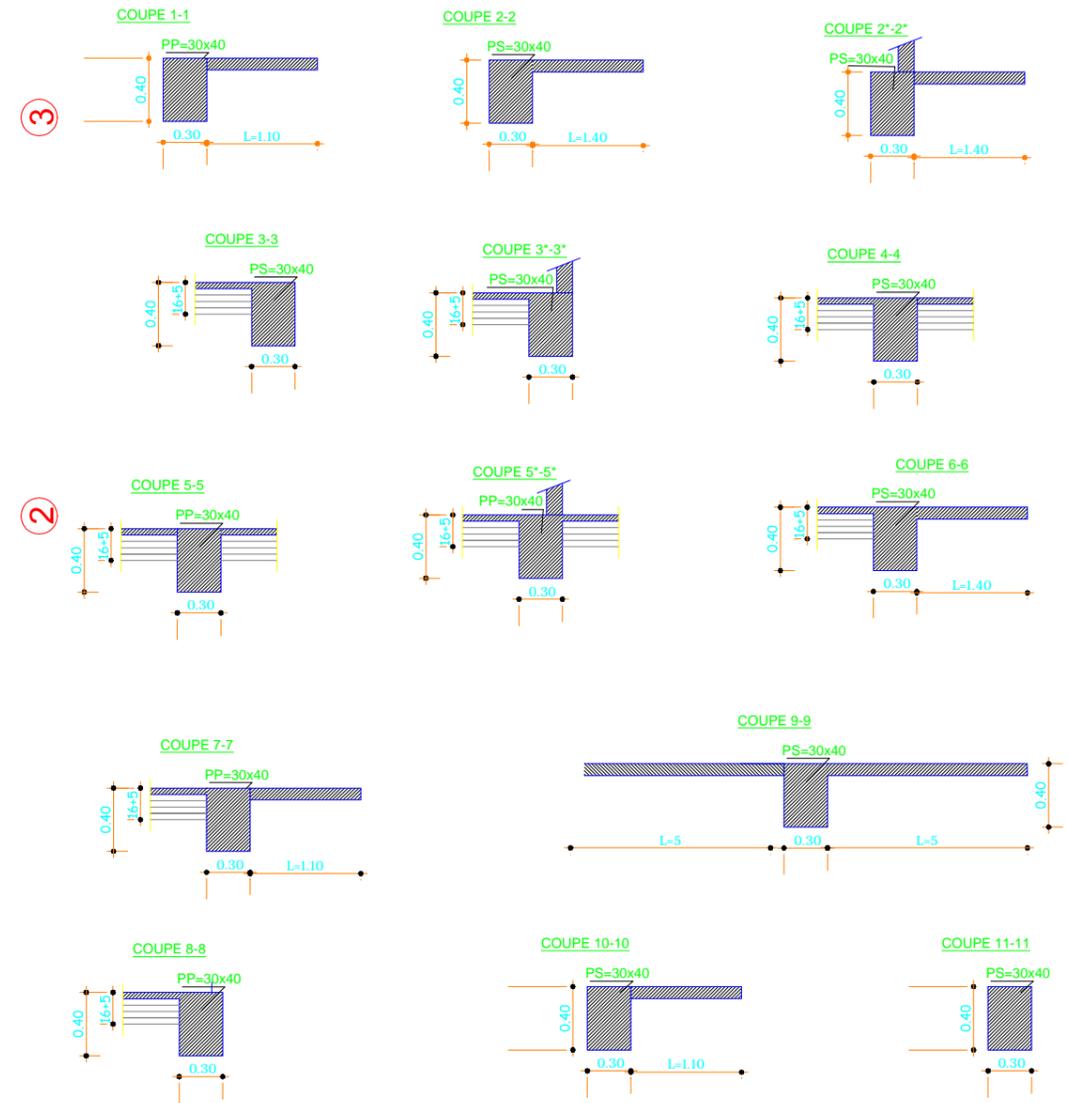
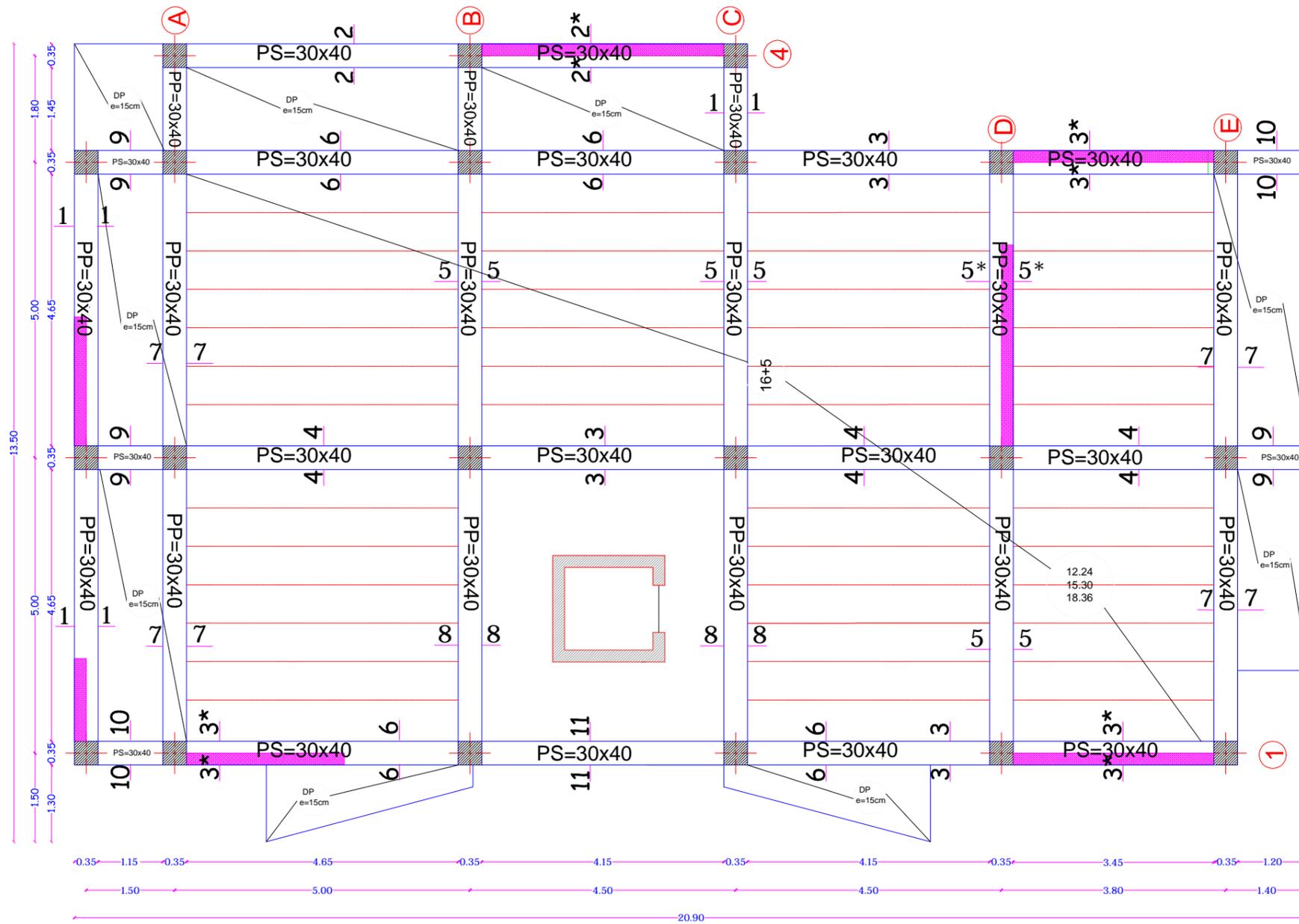
Coffrage planchers RDC et 1-2- etage

Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contrventé par voils et portiques.	Plan : coffrage planchers.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia		Dérigée par : Mr : LARABI



Coffrage planchers 3 et 4-5- etage

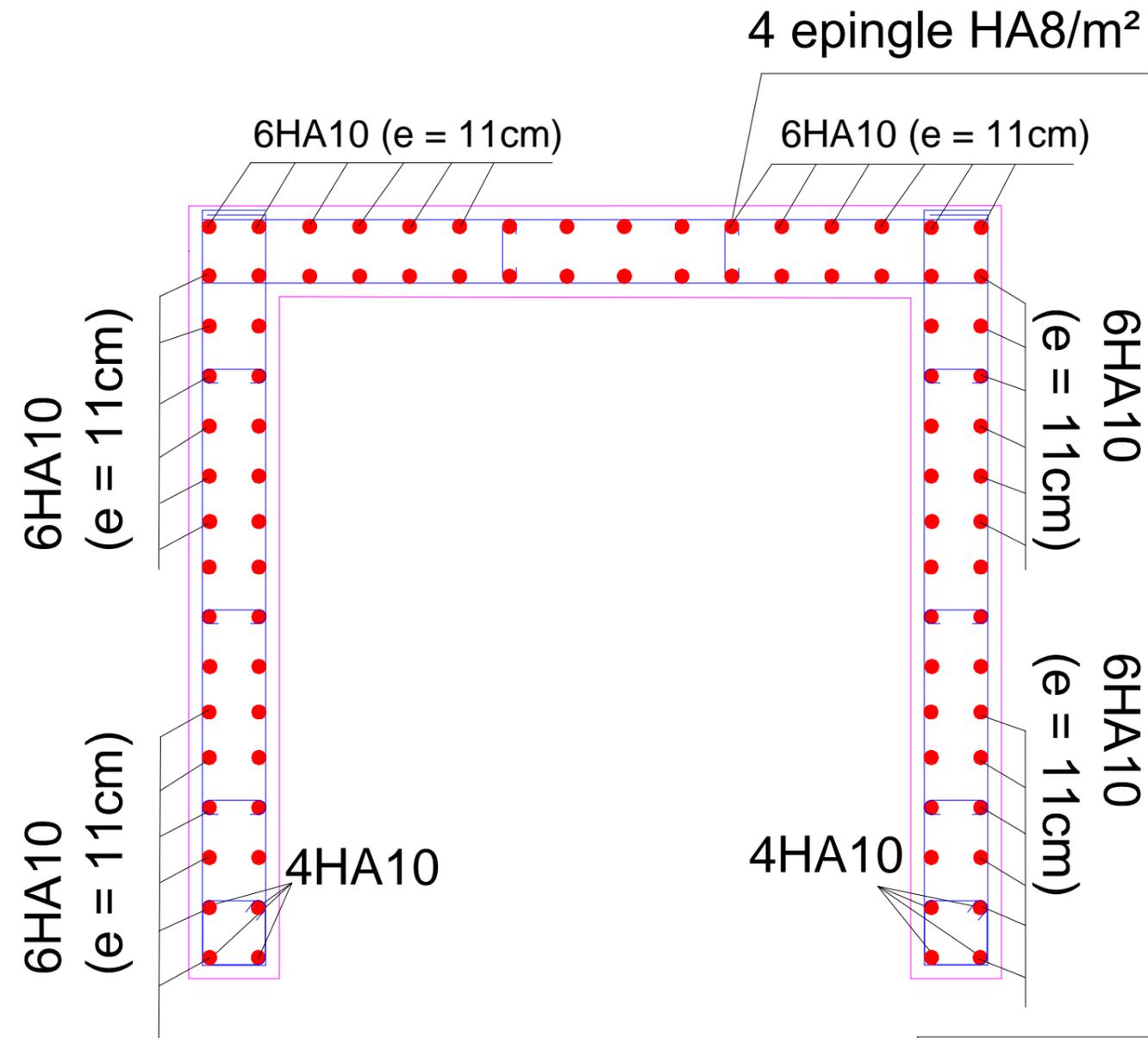
Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contrventé par voils et portiques.	Plan : coffrage planchers.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	



Coffrage planchers 6 et 7-8- etage

Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contrventé par voils et portiques.	Plan : coffrage planchers.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	

voile salle machine



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ousou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet :
 Etude de la structure d'un batiment
 (R+18+sous sol) à usage d'habitation et
 commercial, contrventé par voiles et portiques.

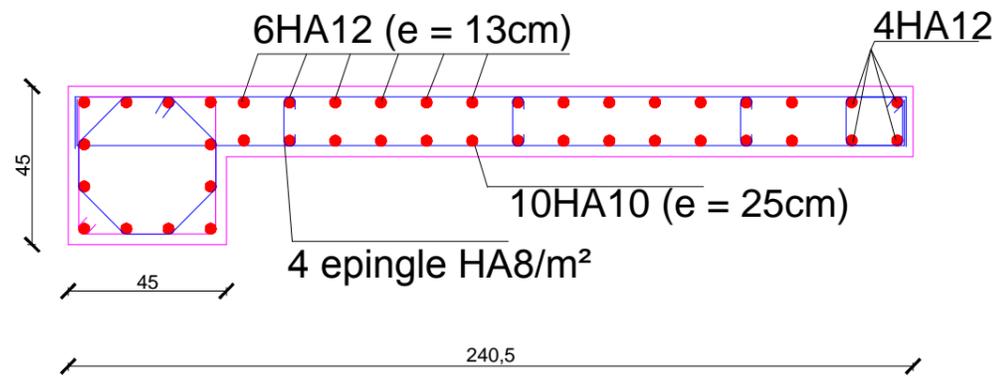
Plan :
 Ferrailage des voiles
 (salle machine) .

Echelle:
 1/20

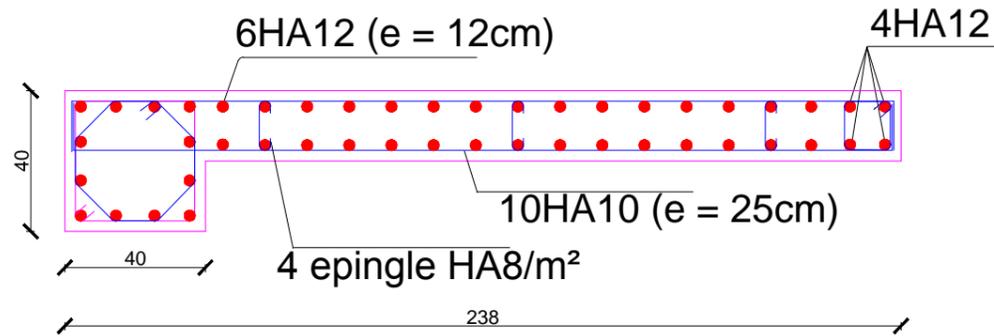
Etudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

Dérigée par :
 Mr : LARABI

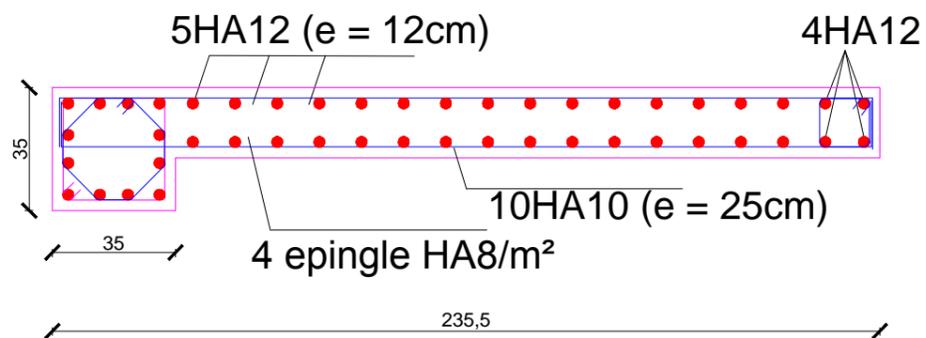
VT2
ZONE I



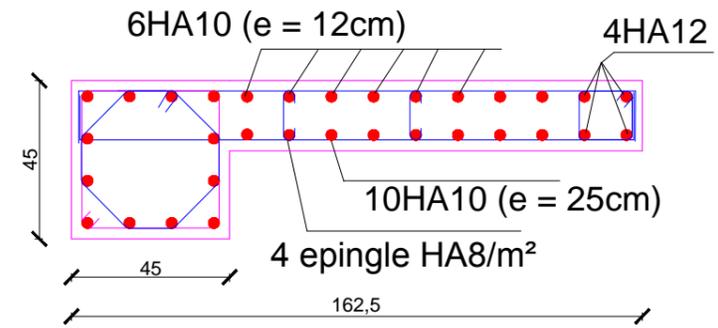
ZONE II



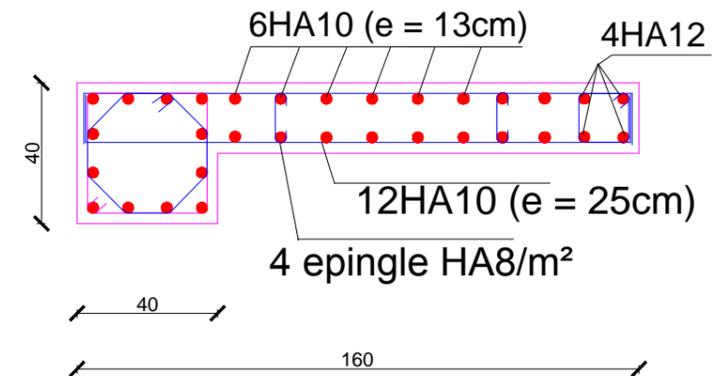
ZONE III



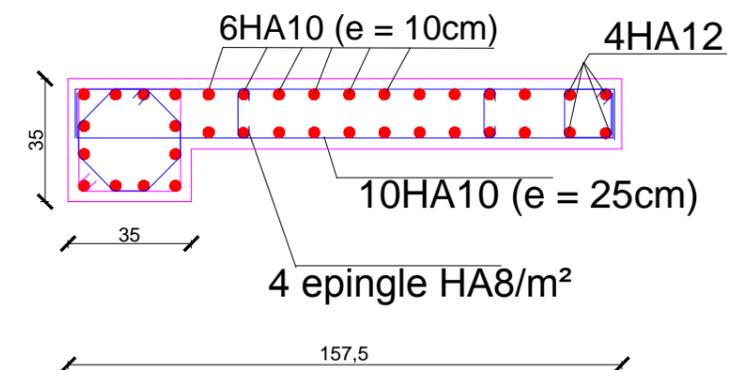
VT1
ZONE I



ZONE II



ZONE III



Republique Algerienne Democratique et populaire
Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
Faculté de Genie de la construction
Departement de Genie civil

Projet :
Étude de la structure d'un batiment
(R+18+sous sol) à usage d'habitation et
commercial, contrventé par voiles et portiques.

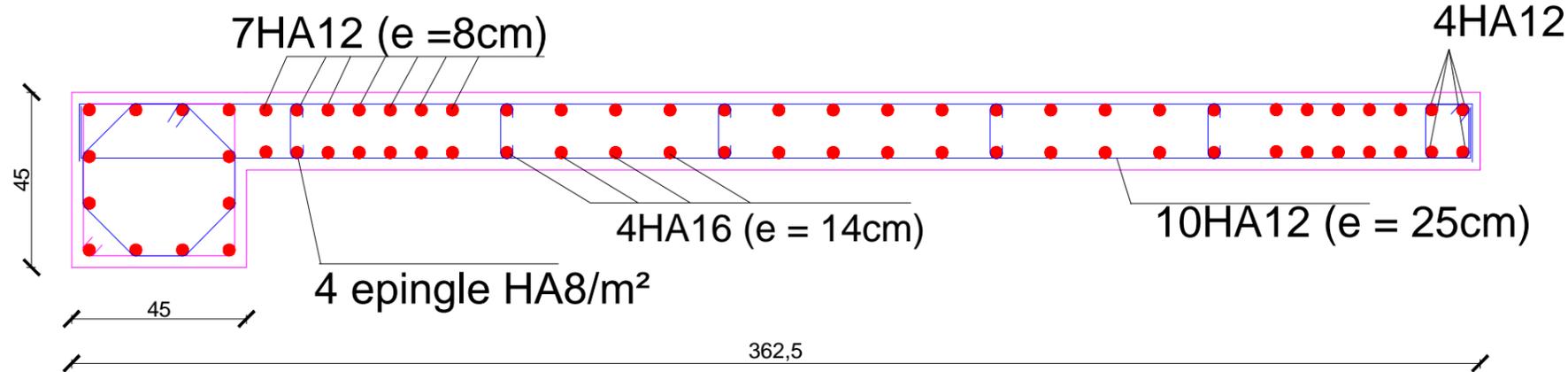
Plan :
Ferrailage des voiles .

Echelle:
1/20

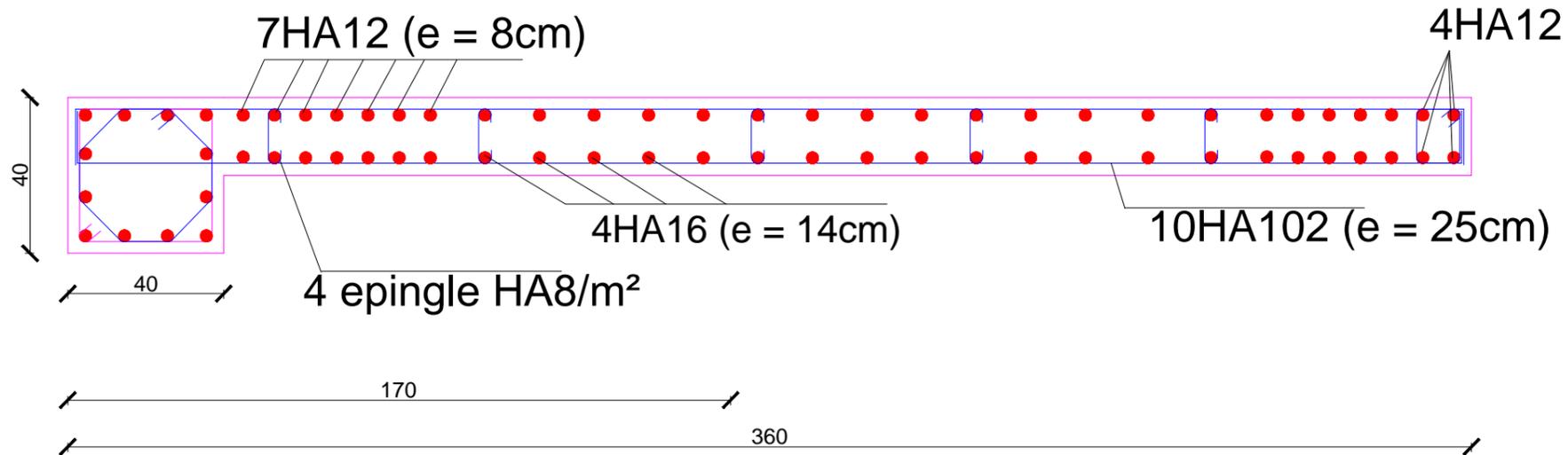
Étudié par :
Akkache Lamia
Mouzni Dyhia

Dérigée par :
Mr : LARABI

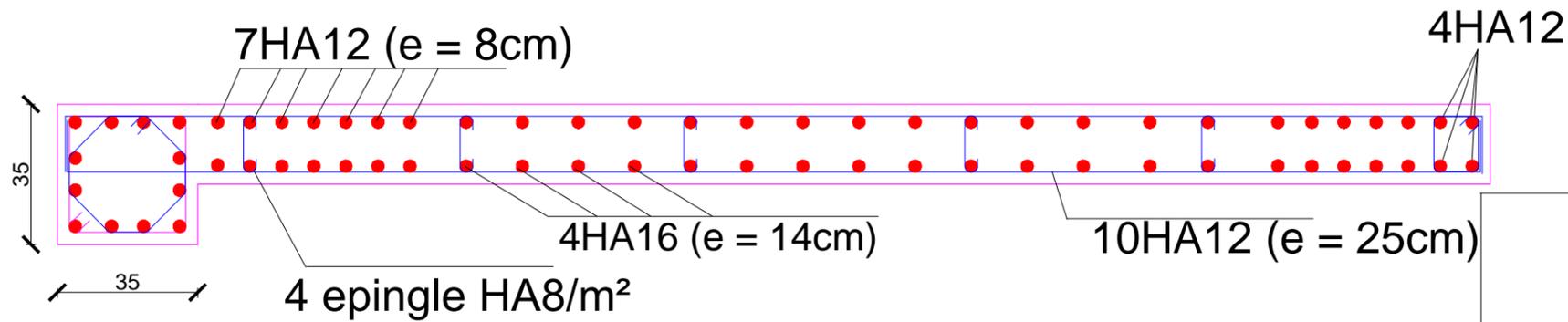
VT4
ZONE I



ZONE II



ZONE III



Republique Algerienne Democratique et populaire
Université Mouloud MAMMERRI Tizi ousou
Faculté de Genie de la construction
Departement de Genie civil

Projet :
Étude de la structure d'un bâtiment
(R+18+sous sol) à usage d'habitation et
commercial, contrventé par voiles et portiques.

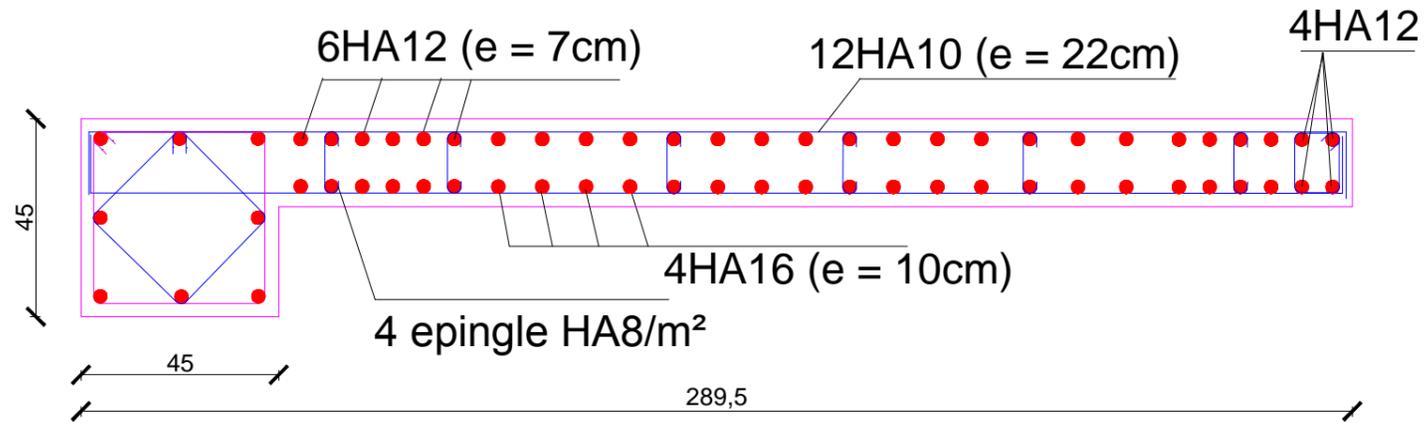
Plan :
Ferrailage des voiles .

Echelle:
1/20

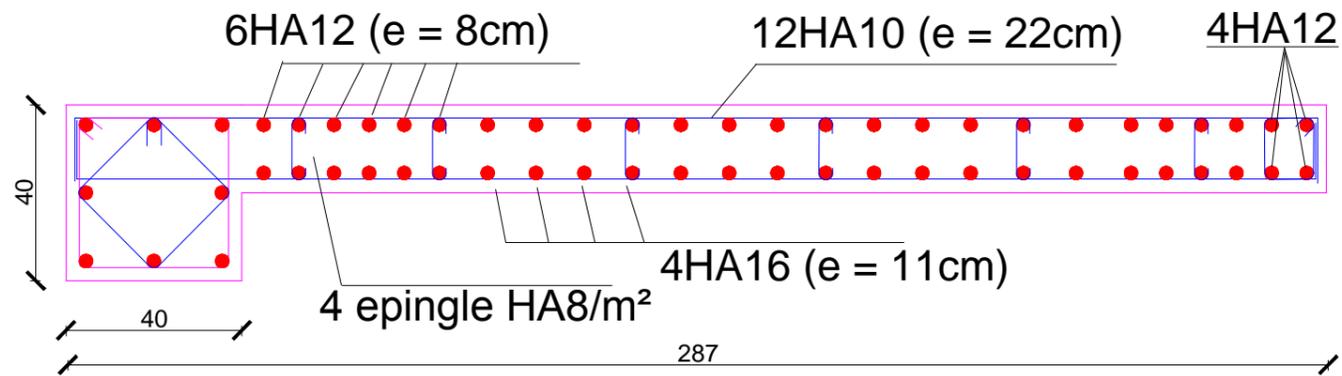
Étudié par :
Akkache Lamia
Mouzni Dyhia

Dérivée par :
Mr : LARABI

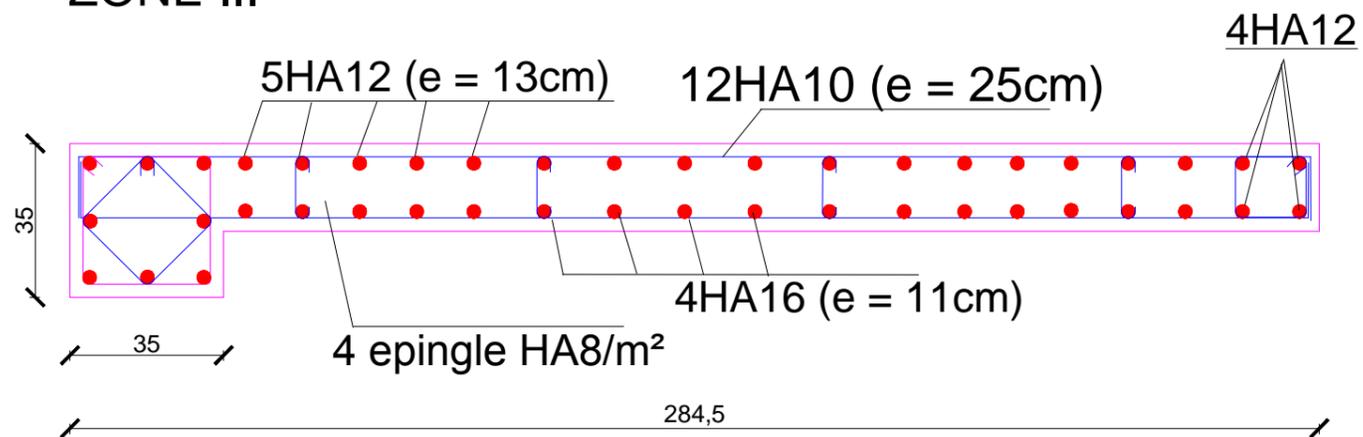
VL2
ZONE I



ZONE II



ZONE III



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ousou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet :
 Étude de la structure d'un bâtiment
 (R+18+sous sol) à usage d'habitation et
 commercial, contrventé par voiles et portiques.

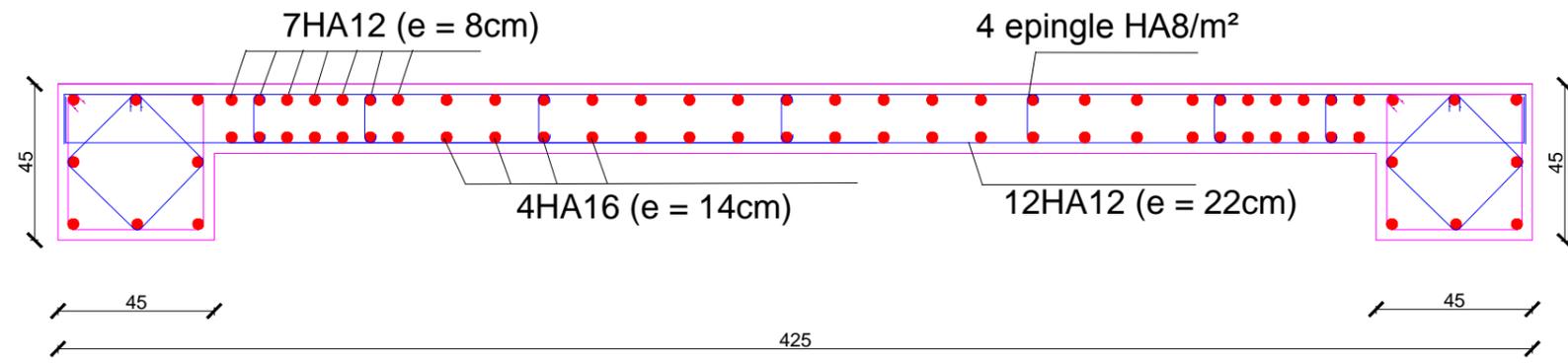
Plan :
 Ferrailage des voiles .

Echelle:
 1/20

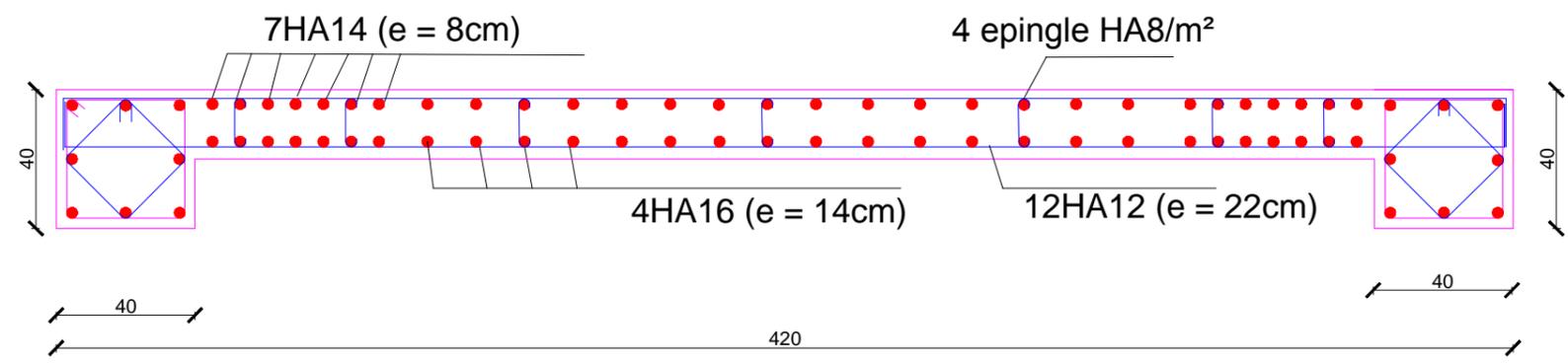
Étudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

Dérigée par :
 Mr : LARABI

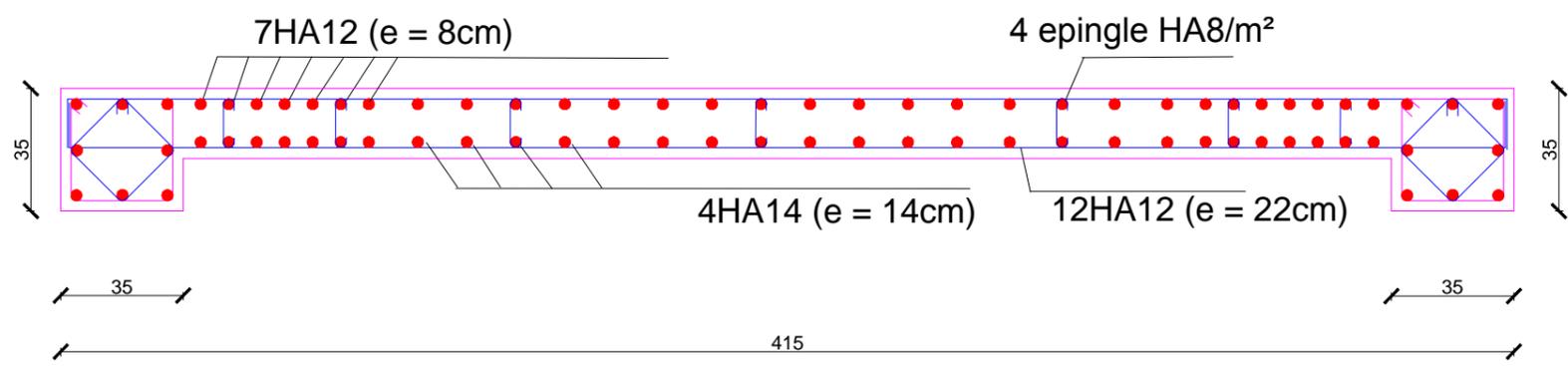
VL1
ZONE I



ZONE II

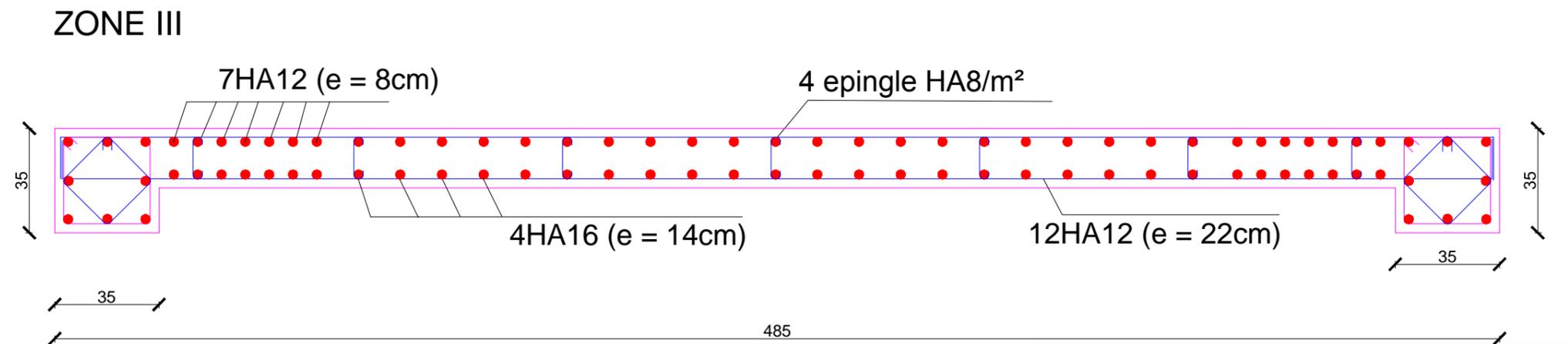
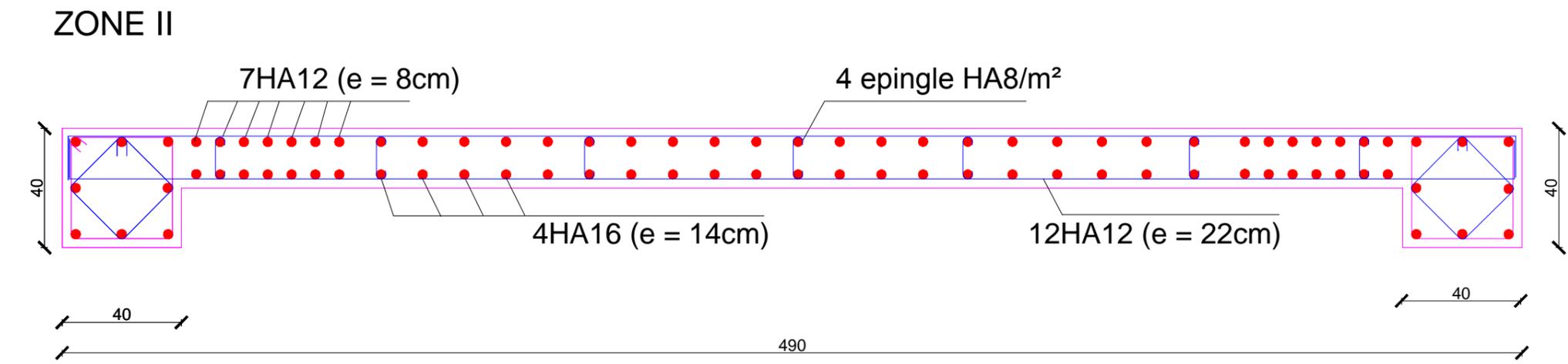
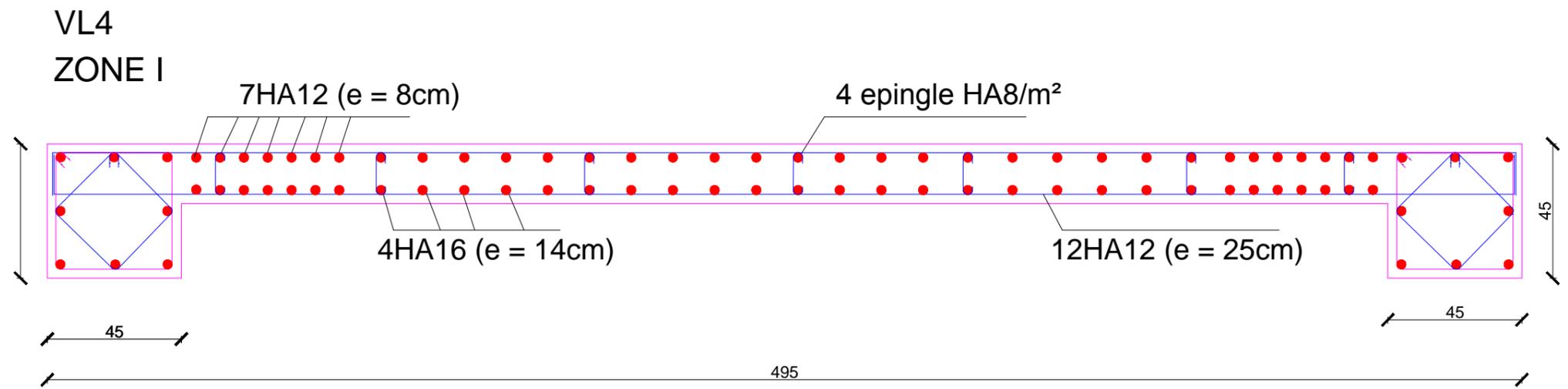


ZONE III



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

<p>Projet : Étude de la structure d'un bâtiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contréventé par voiles et portiques.</p>	<p>Plan : Ferrailage des voiles .</p>	<p>Echelle: 1/20</p>
<p>Étudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia</p>	<p>Dérivée par : Mr : LARABI</p>	



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet :
 Etude de la structure d'un batiment
 (R+18+sous sol) à usage d'habitation et
 commercial, contrventé par voiles et portiques.

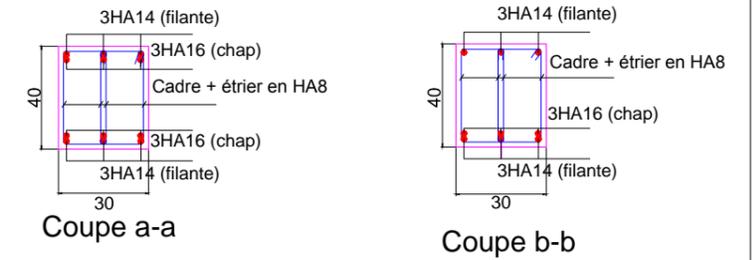
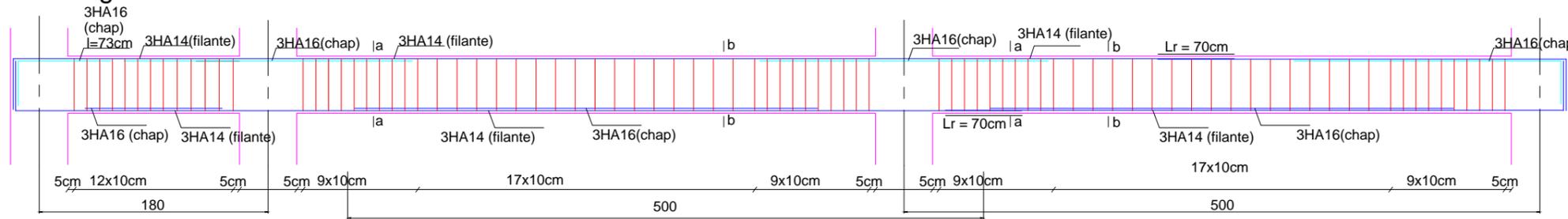
Plan :
 Ferrailage des voiles .

Echelle:
 1/20

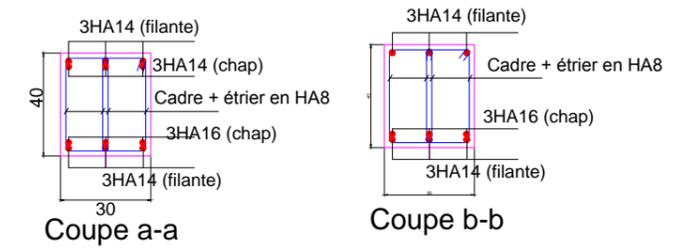
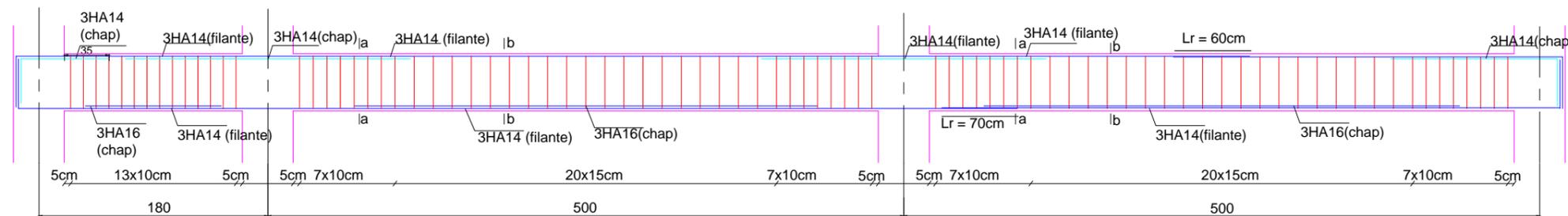
Etudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

Dérigée par :
 Mr : LARABI

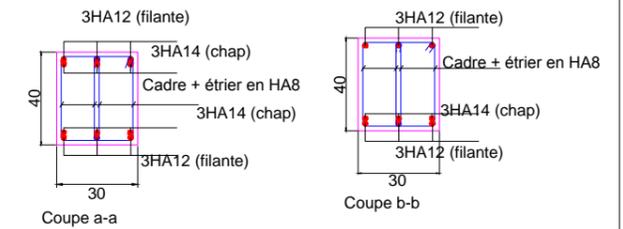
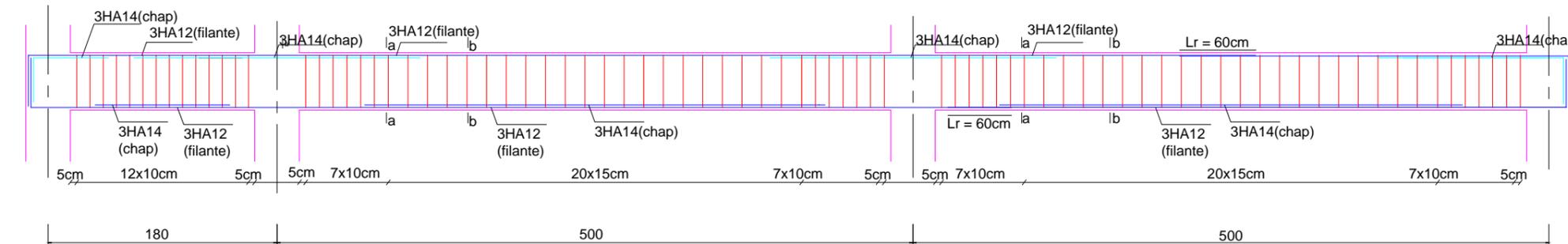
Ferrailage des PP



Ferrailage des PP (SS ,RDC,1et 2 étage)



Ferrailage des PP (3,4,5)

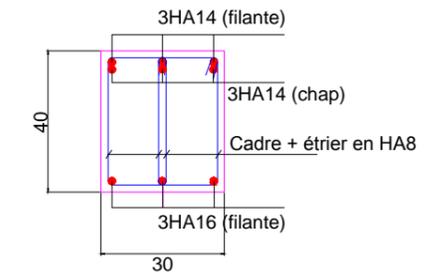
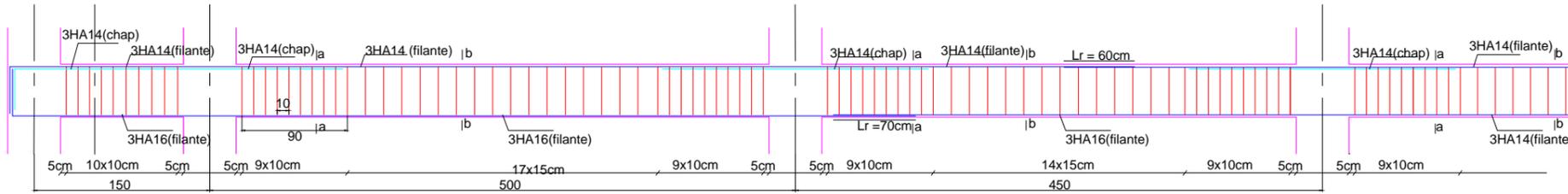


Ferrailage des PP (6,7,8)

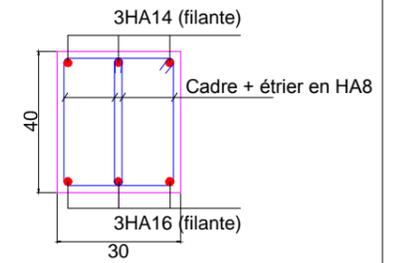
Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial,contrventé par voils et portiques.	Plan : Ferrailage des poutres principales	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	

Ferraillage des PS

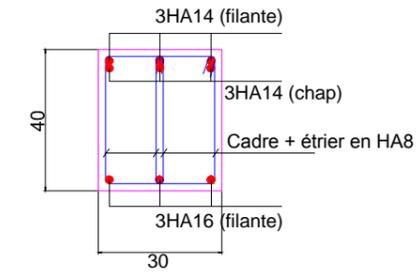
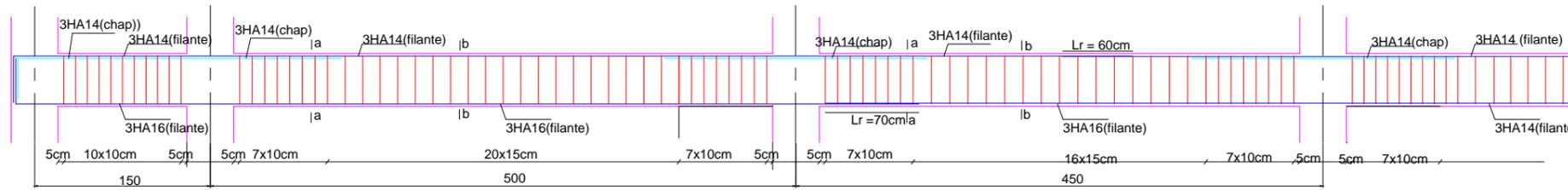


Coupe a-a

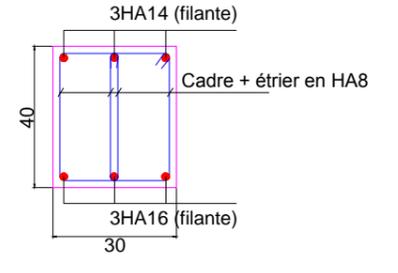


Coupe b-b

Ferraillage des PS (SS ,RDC,1et 2 étage)

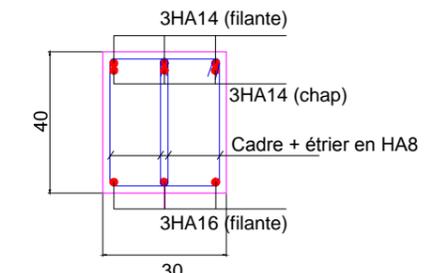
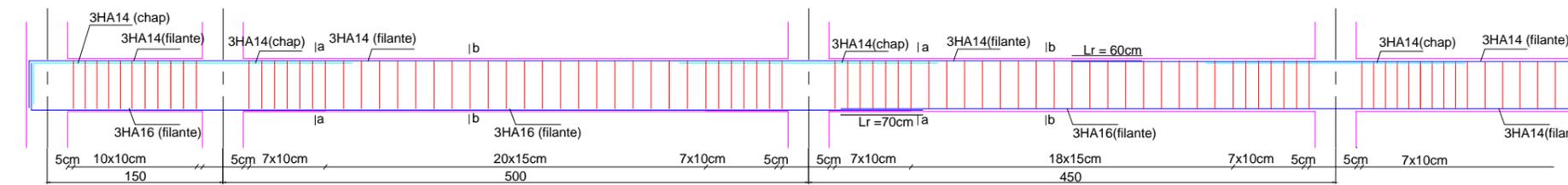


Coupe a-a

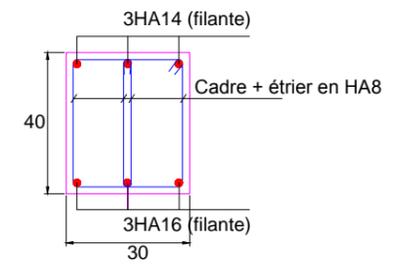


Coupe b-b

Ferraillage des PS (3,4,5)



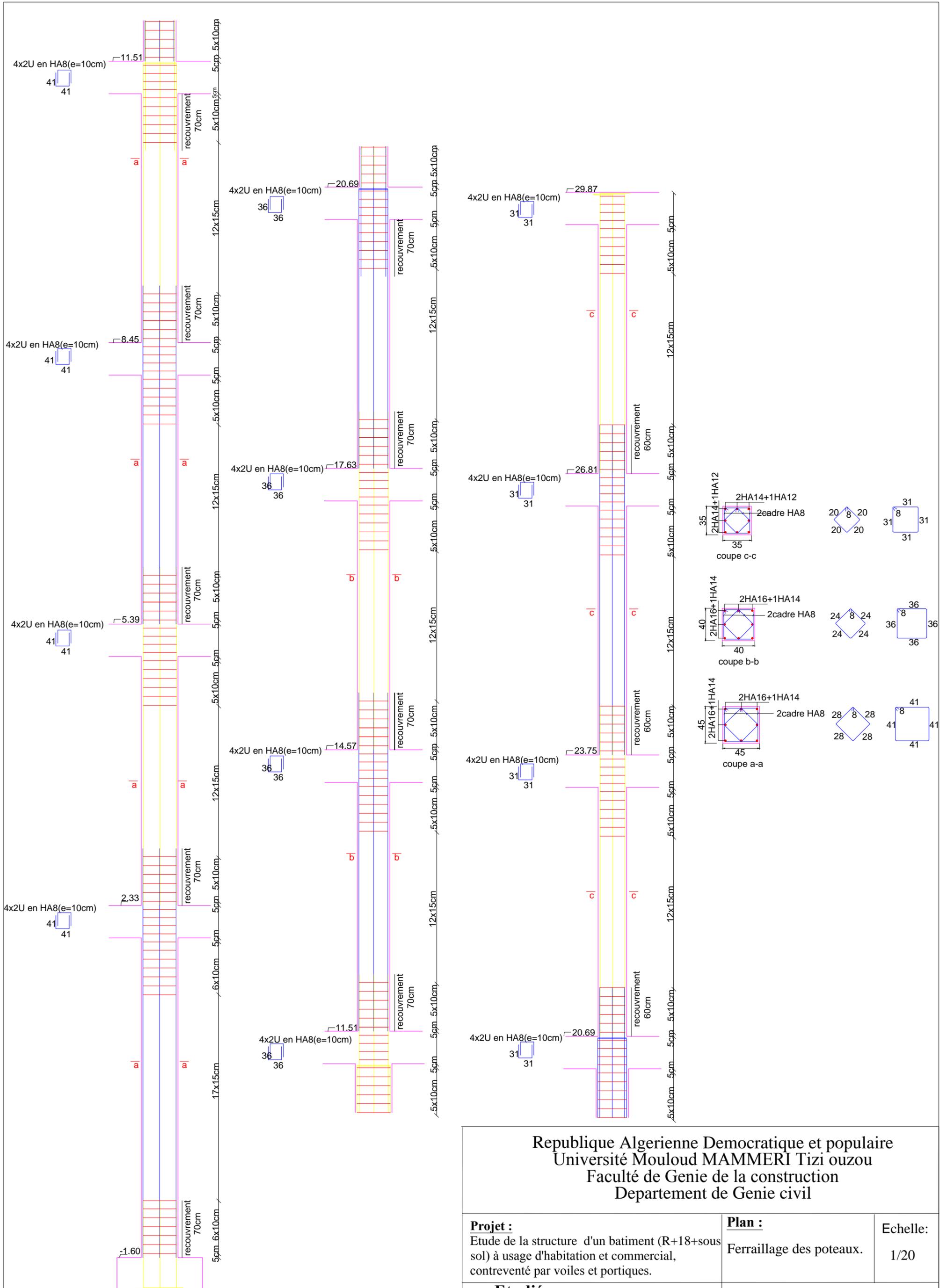
Coupe a-a



Coupe b-b

Ferraillage des PS (6,7,8)

Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial,contrventé par voils et portiques.	Plan : Ferraillage des poutres secondaires.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia	Dérigée par : Mr : LARABI	



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet :
 Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles et portiques.

Plan :
 Ferrailage des poteaux.

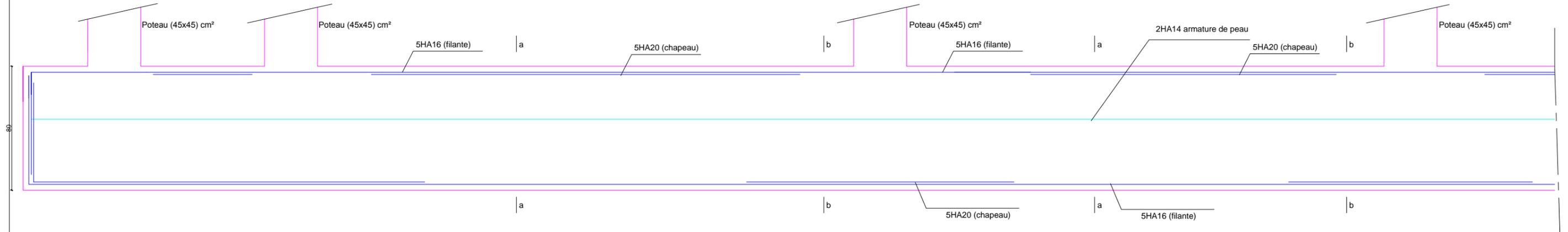
Echelle:
 1/20

Etudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

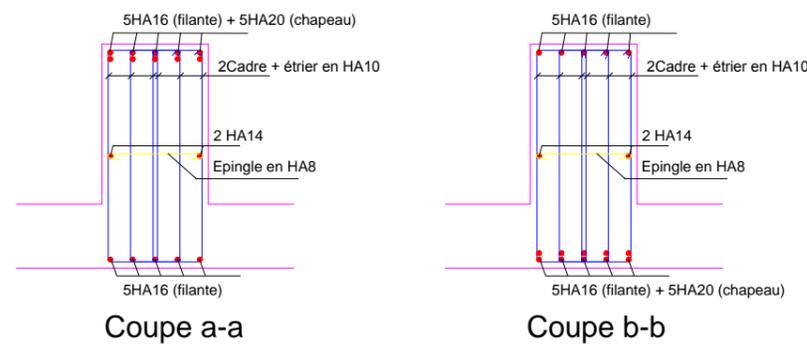
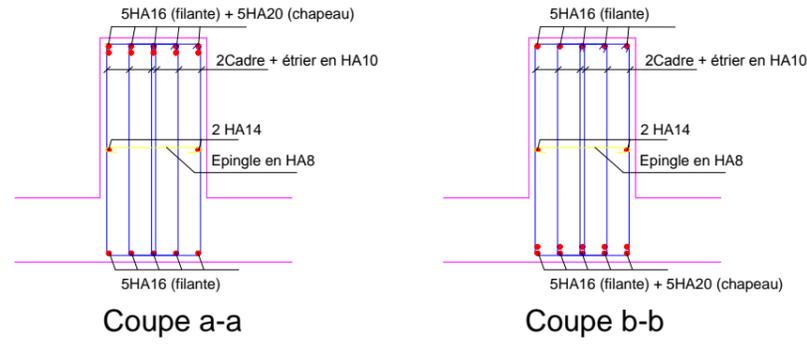
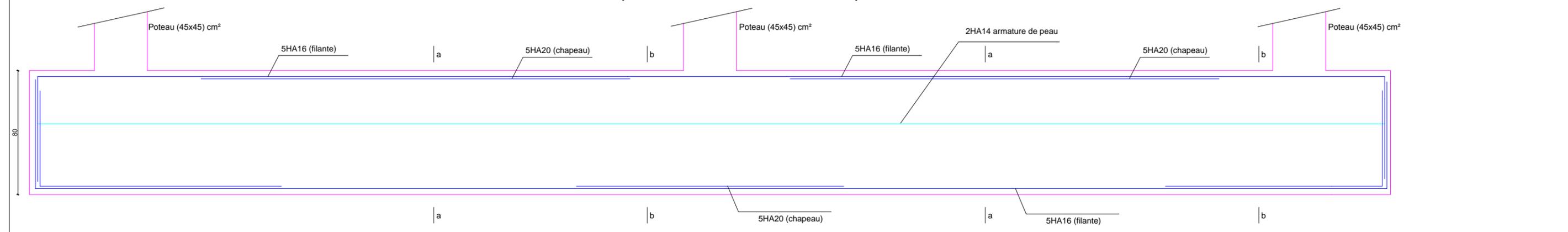
Dérogée par :
 Mr : LARABI

Ferrailage du nervure

Sens x-x

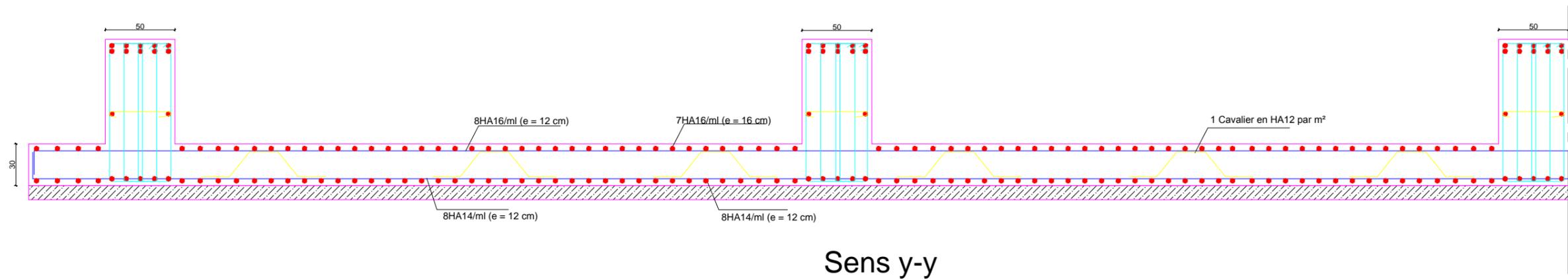
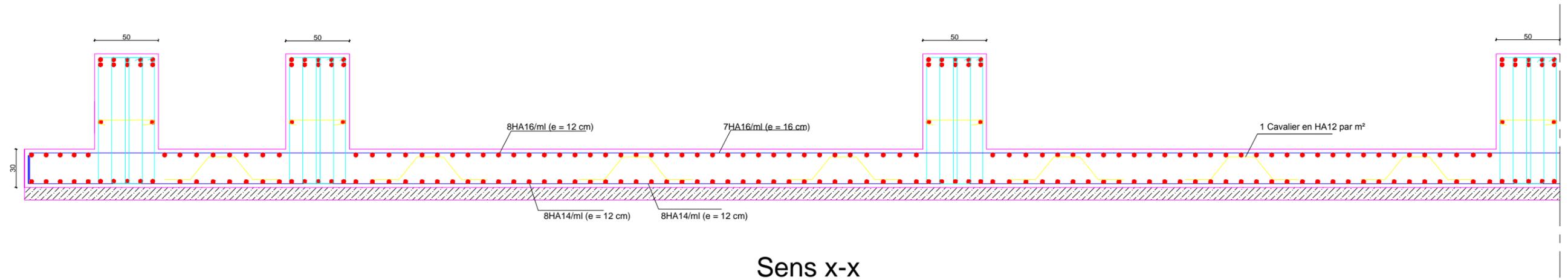


Sens y-y



Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ousou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
Projet : Etude de la structure d'un batiment (R+18+sous sol) à usage d'habitation et commercial, contrventé par voils et portiques.	Plan : Ferrailage du la nervure.	Echelle: 1/20
Etudié par : Akkache Lamia Mouzni Dyhia		Dérigée par : Mr : LARABI

Ferrailage du radier



Republique Algerienne Democratique et populaire
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou
 Faculté de Genie de la construction
 Departement de Genie civil

Projet :
 Etude de la structure d'un batiment
 (R+18+sous sol) à usage d'habitation et
 commercial, contrventé par voils et portiques.

Plan :
 Ferrailage du radier.

Echelle:
 1/20

Etudié par :
 Akkache Lamia
 Mouzni Dyhia

Dérigée par :
 Mr : LARABI