

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



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles

Thème

Etude d'une structure en (R+8+Ss+ charpente)
à usage d'habitation et commercial



Réalisé par :

Mlle. OUACHEK Dehbia
Mlle. MOHAMDI Katia

Dirigé par :

Mr. KACHI M

2016/2017

REMERCIEMENT

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

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : KACHI pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

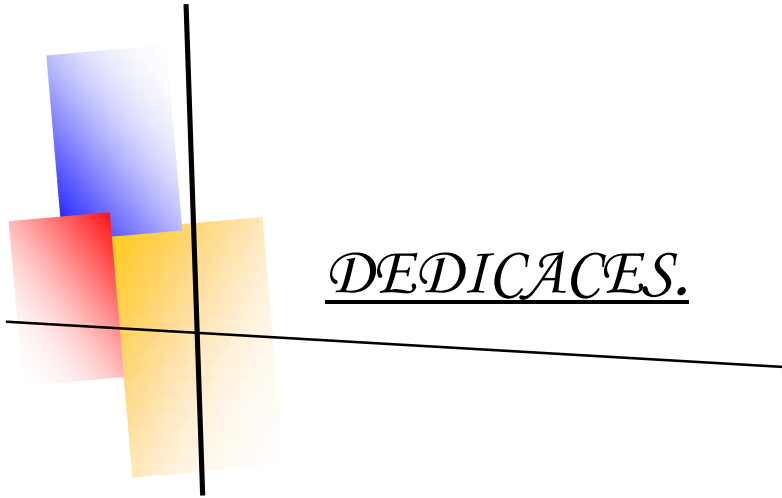
Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

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

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

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

Merci à tous

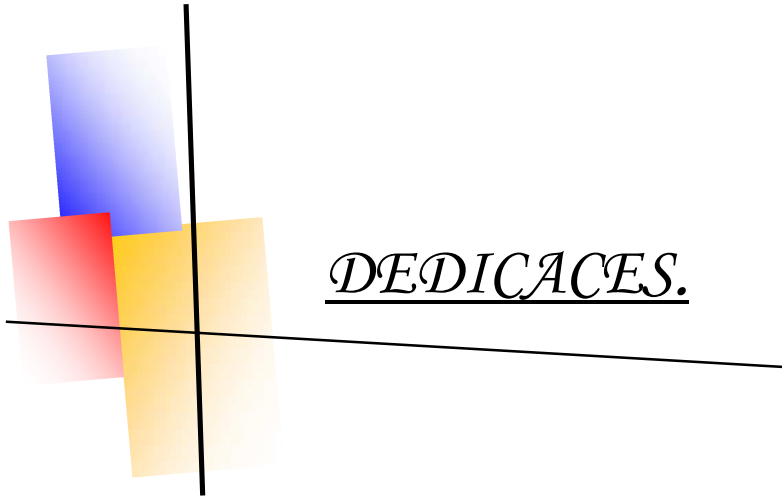


DEDICACES.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mes chers parents, en reconnaissance
pour leur soutien, moral et financier.*
- ❖ *A mon frère said et Mes sœurs lila et son mari
karim sabrina et son mari belkacem et zina*
- ❖ *A mon mari mohamed et sa famille*
- ❖ *A tous mes amis (es).*
- ❖ *A toute ma famille.*
- ❖ *A ma chère binôme katia .*

DEHBIA



DEDICACES.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mon père qui m'a aidé et encouragé
durant toutes ces longues années d'étude.*
- ❖ *A ma mère qui j'aurai aimé qu'il soit là
aujourd'hui pour voir ses efforts.*
- ❖ *A ma belle-mère, mes frères et Mes sœurs .*
- ❖ *A tout mes amis (es).*
- ❖ *A toute ma famille.*
- ❖ *A ma chère binôme dehbia et son marie.*

KATIA

SOMMAIRE

- ❖ Plan d'architecture
- ❖ Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage a étudier.....	1
I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage	1
I.3 Elément de la structure	1
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1 Introduction	10
II.2 pré dimensionnement des planchers	10
II.3 pré dimensionnement des poutres	13
II.4 pré dimensionnement des voiles.....	15
II.5 pré dimensionnement des poteaux.....	17

Chapitre III : Calcul des éléments.

III.1 Calcul de l'acrotère	29
III.2.a Plancher d'étage courant	35
III.2.b Plancher de RDC.....	53
III.3 Calcul des escaliers	62
III.4 La poutre palière	67
III.5 Les balcons.....	77
III.6 La salle machine	82
III.7 Etude de la toiture	113

Chapitre IV : Vérification des conditions du RPA.

IV.1 Modilisation	122
IV.2 vérification du RPA	122
IV.2.1 Introduction.....	122
IV.2.2 Nombre des mode à retenir	123

IV.2.3 Vérification de l'effort tranchant à la base	124
IV.2.4 Vérification des déplacements inter-étage	126
IV.2.5 Vérification de l'effet P-Delta	127
IV.2.6 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	128
IV.2.7 Vérification de l'effort de la torsion d'axe verticale.....	128
IV.2.8 Justification de l'interaction portique-voiles	129

Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

V.1 Introduction	131
V.2 Calcul du ferrailage	133
V.3 Vérification a l'ELS	139

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

VI.1 Introduction.....	147
VI.2 Recommandations et exigences du RPA	147
VI.3 Calcul de ferrailage	148
VI.4 Ferrailage des poutres	149
VI.5 Les différentes vérifications	150

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

VII.1 Introduction	154
VII.2 Combinaison d'action	154
VII.3 Ferrailage des voiles pleins	154
VII.4 Vérification a l'ELS	158
VII.5 Exemple de calcul.....	159

Chapitre VIII : Etude des fondations.

VIII.1 Introduction	168
VIII.2 Etude du sol de fondation	169
VIII.3 choix du type de fondation	169
VIII.4 Ferrailage du radier	179
VIII.5 Ferrailage du débord	183

VIII.6 Ferrailage de la nervure.....	185
--------------------------------------	-----

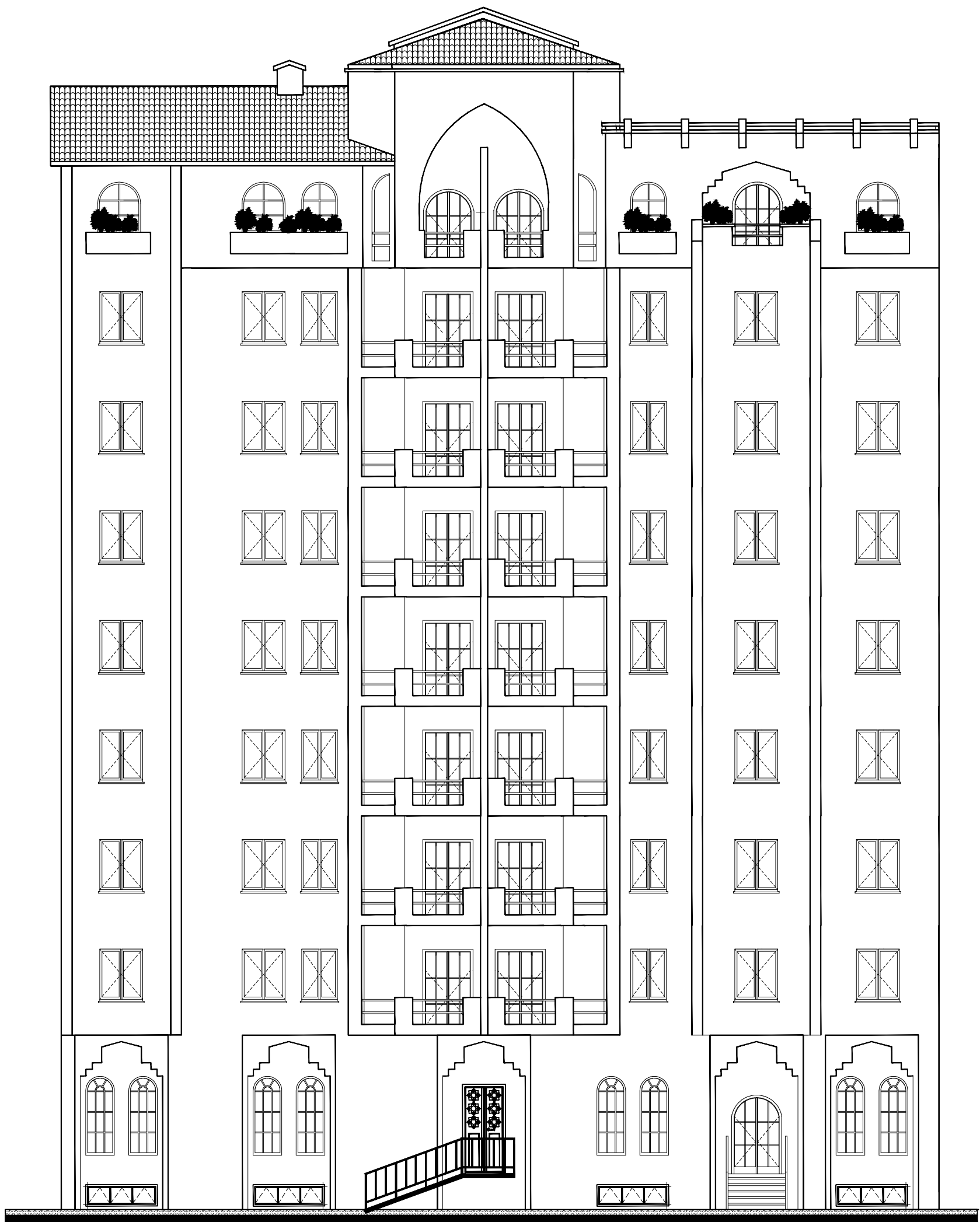
Chapitre IX : Etude du mur plaque.

IX.1 Introduction.....	197
------------------------	-----

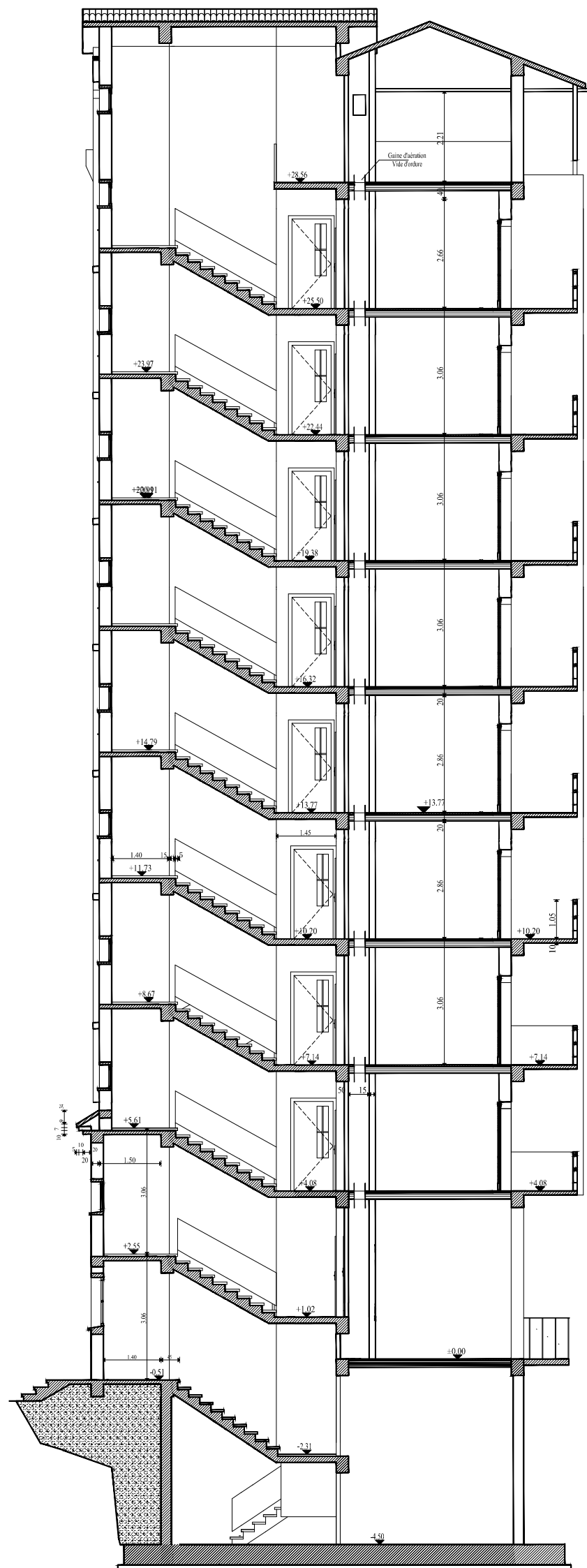
IX.2 Pré dimensionnement du mur plaque.....	197
---	-----

IX.3 Ferrailage du voile plaque	199
---------------------------------------	-----

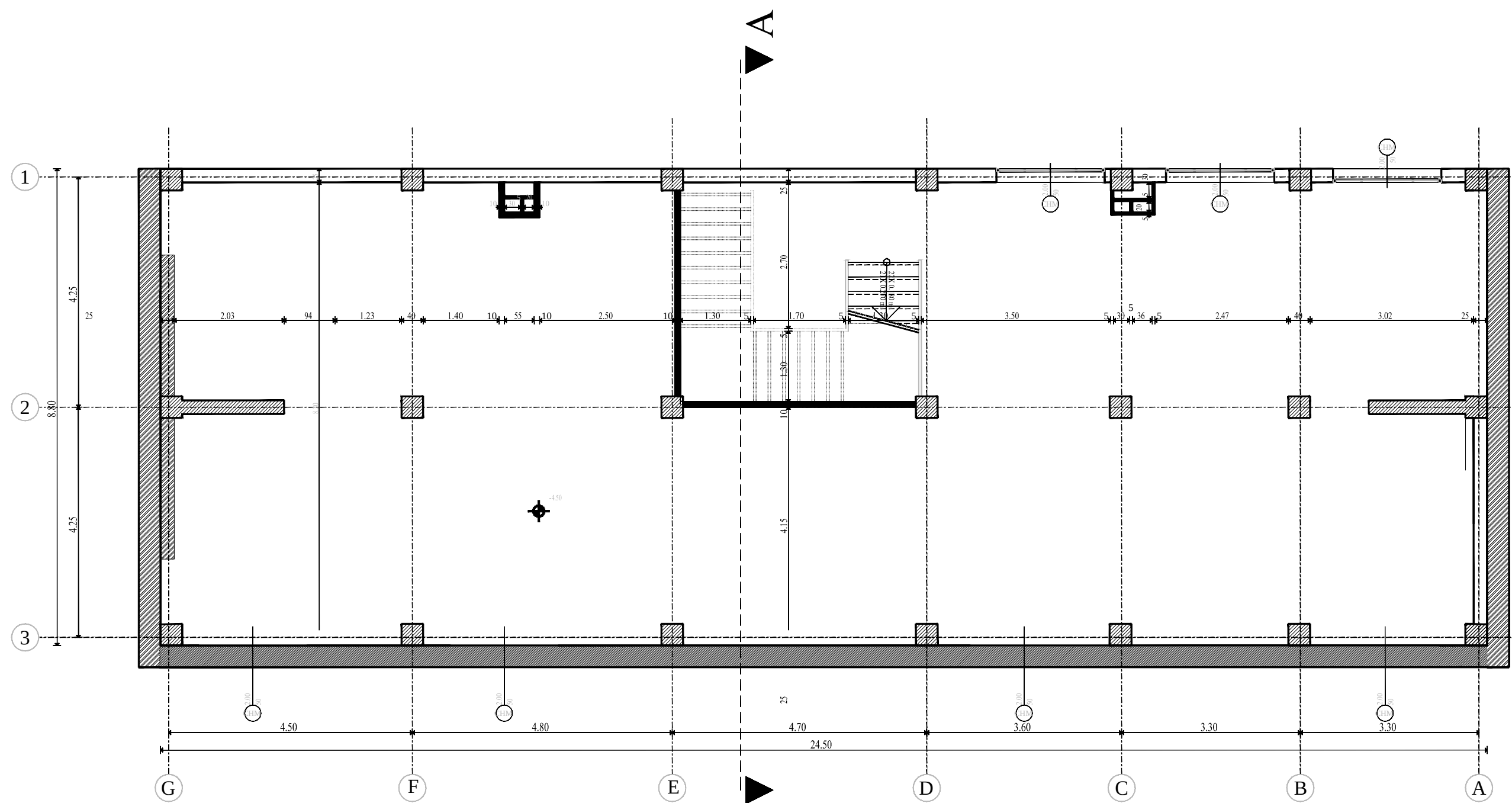
- ❖ **Conclusion générale**
- ❖ **Les plans de ferrailages**
- ❖ **Références bibliographiques**



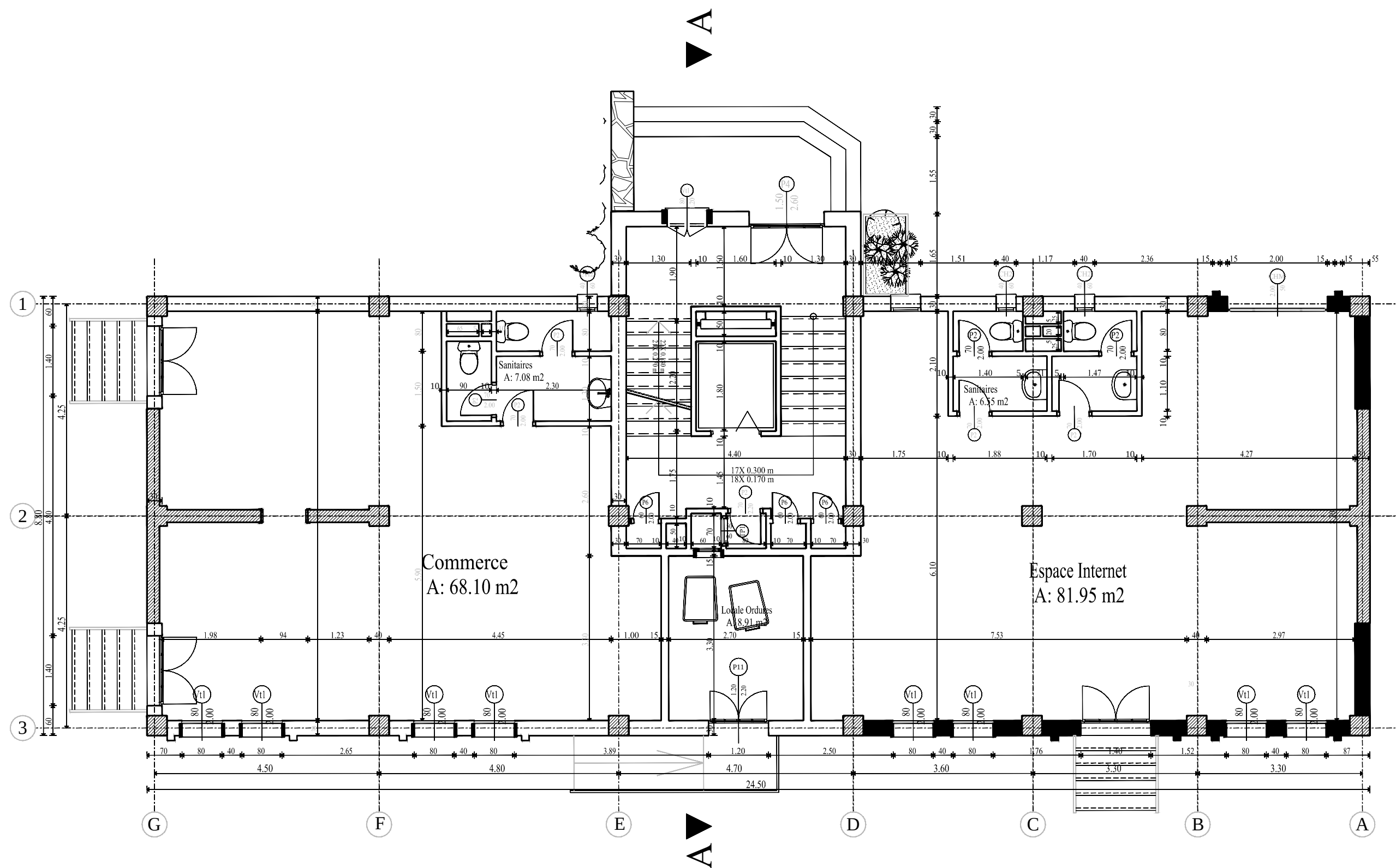
Façade principale



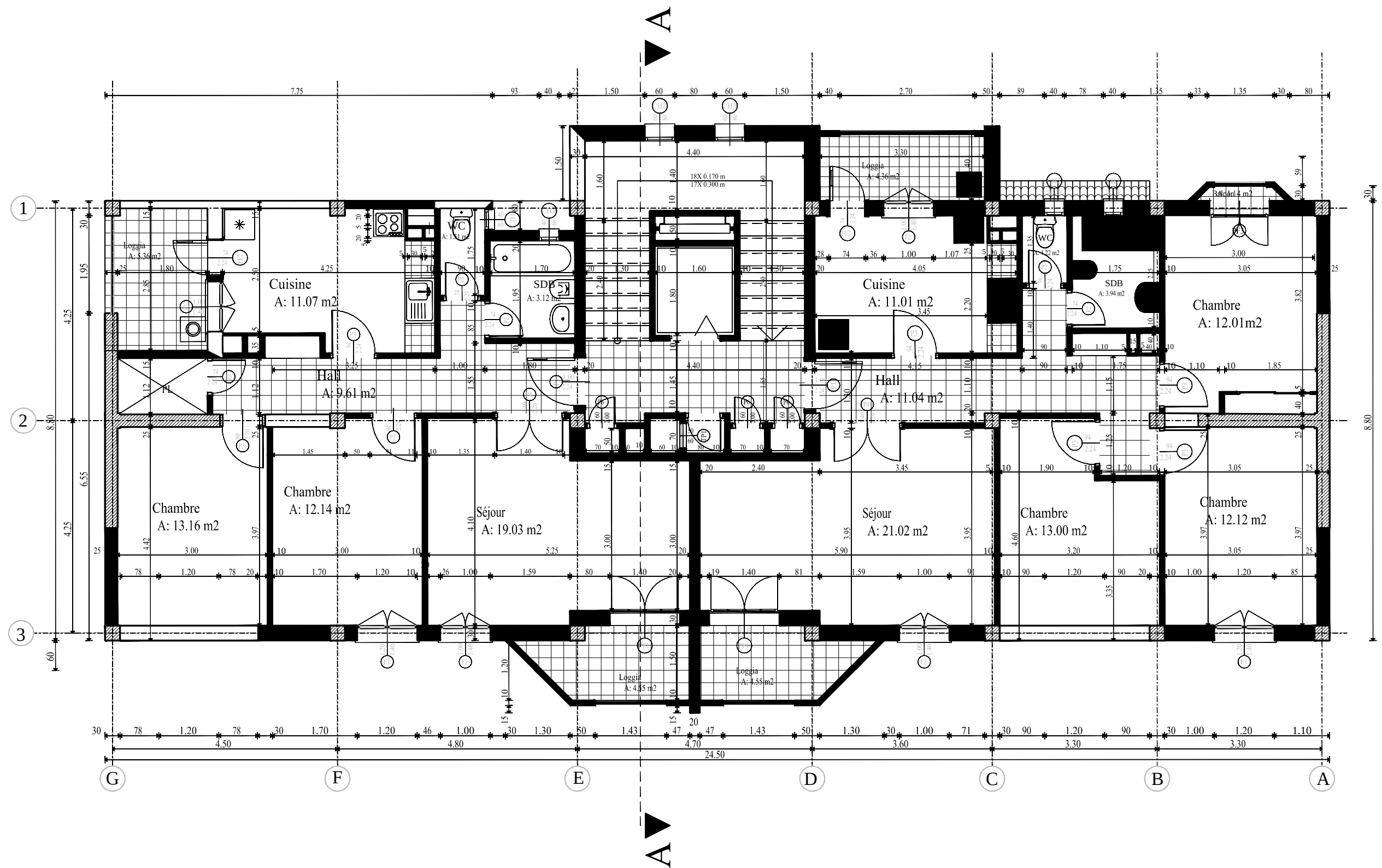
Coupe AA



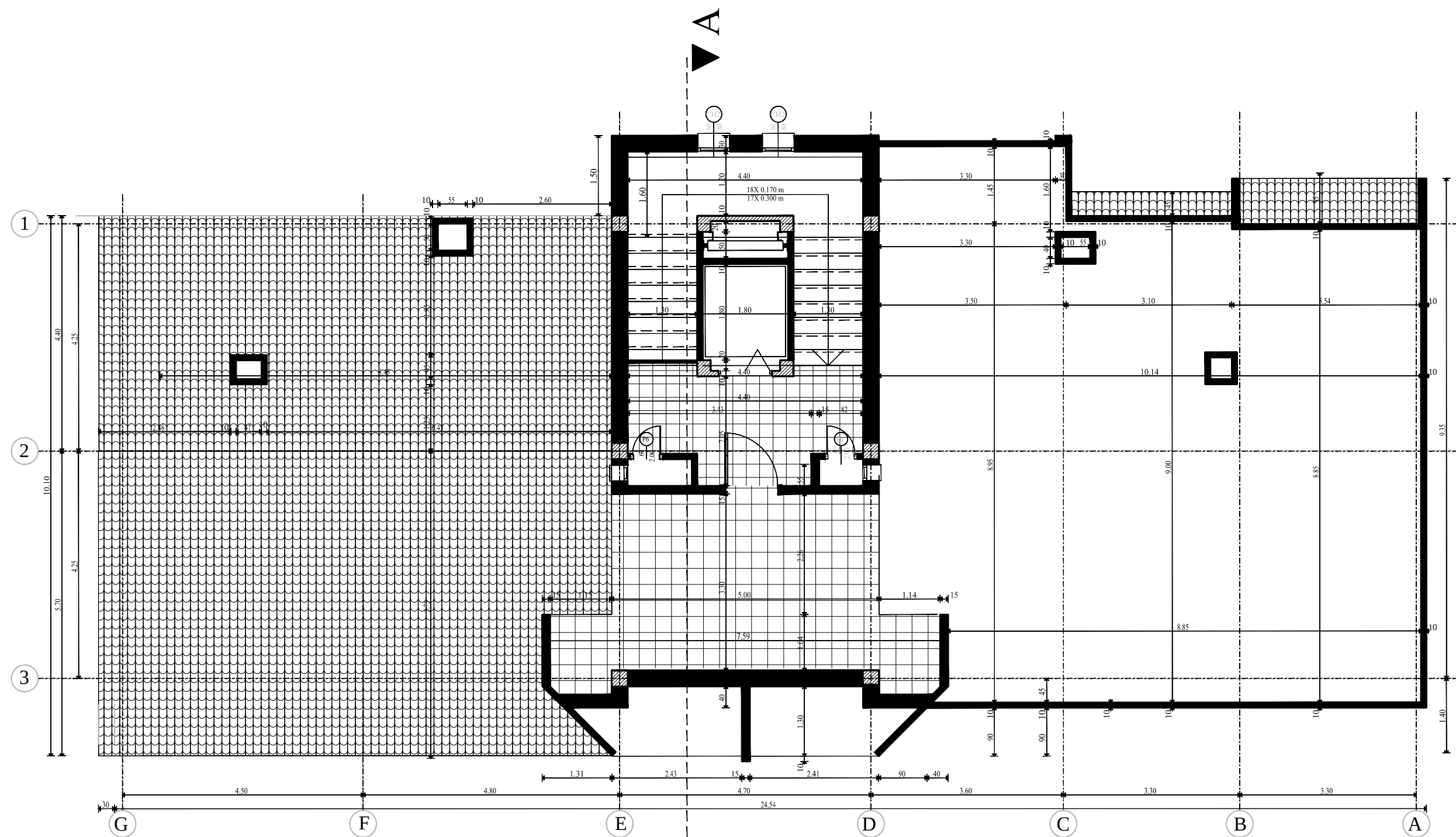
Sous-Sol



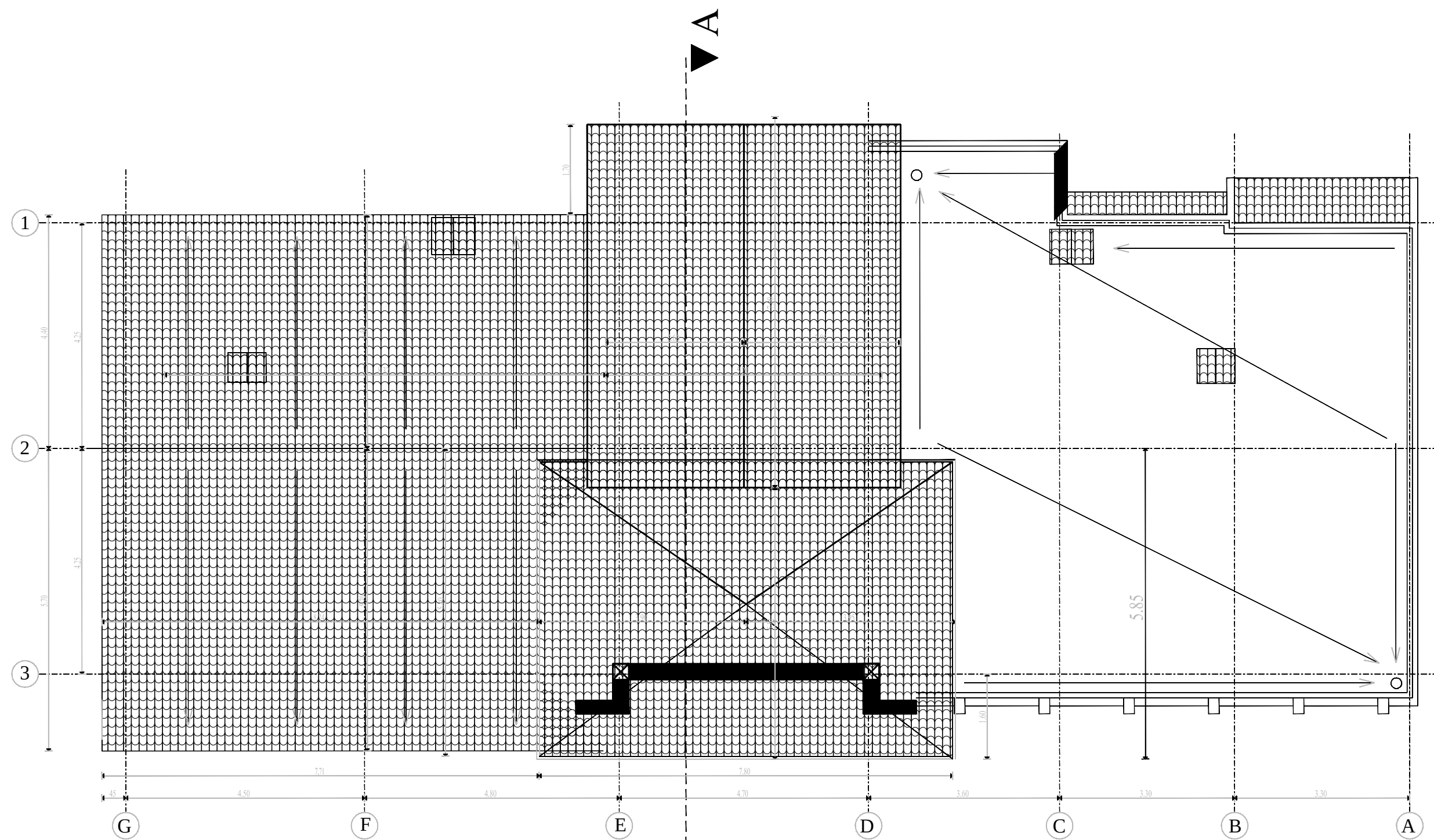
Rez-de-chaussée



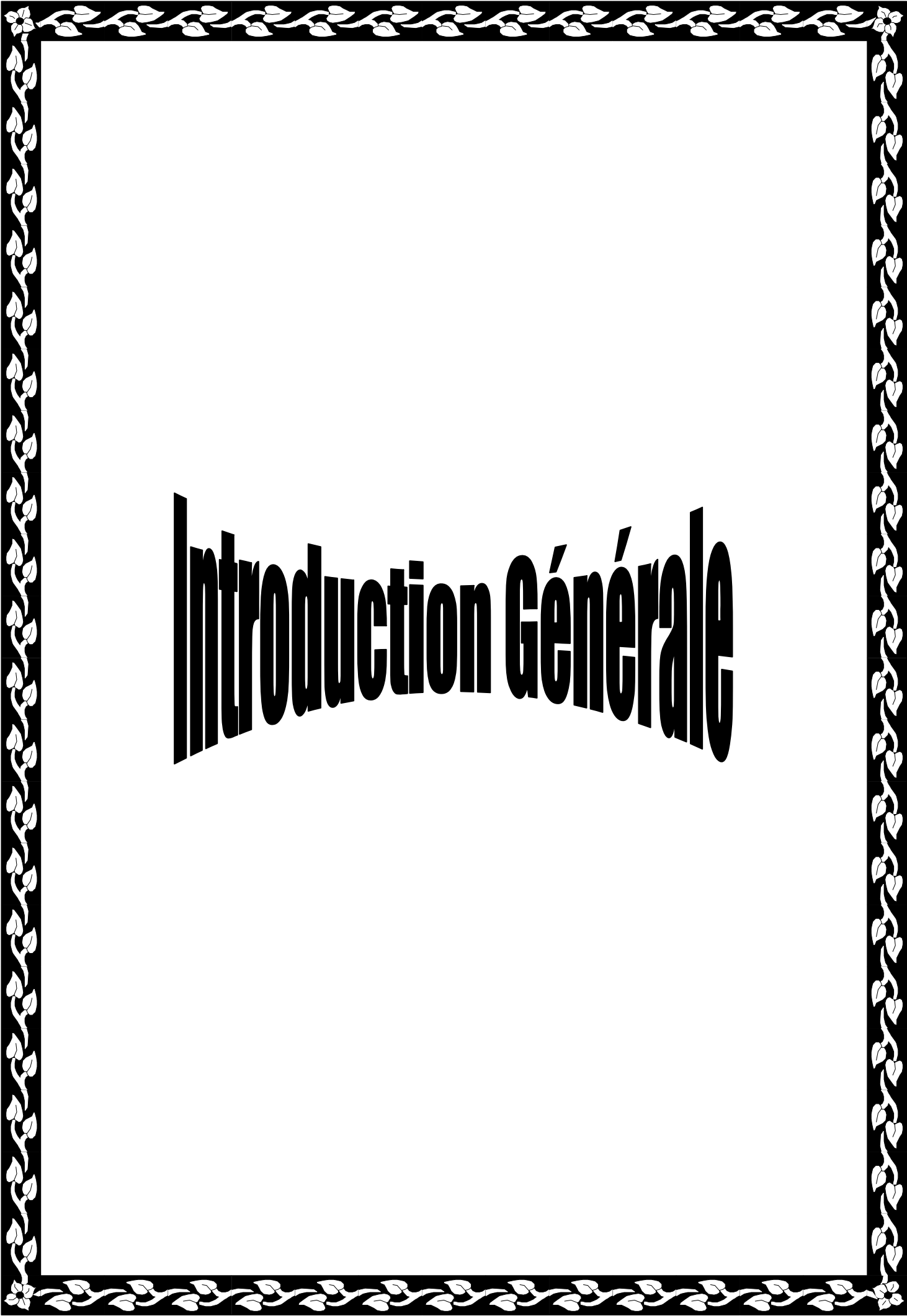
Etage Courant : 69,65m²/85,36m²



Plan de Terrasse



Plan de toiture



Introduction Générale

Introduction

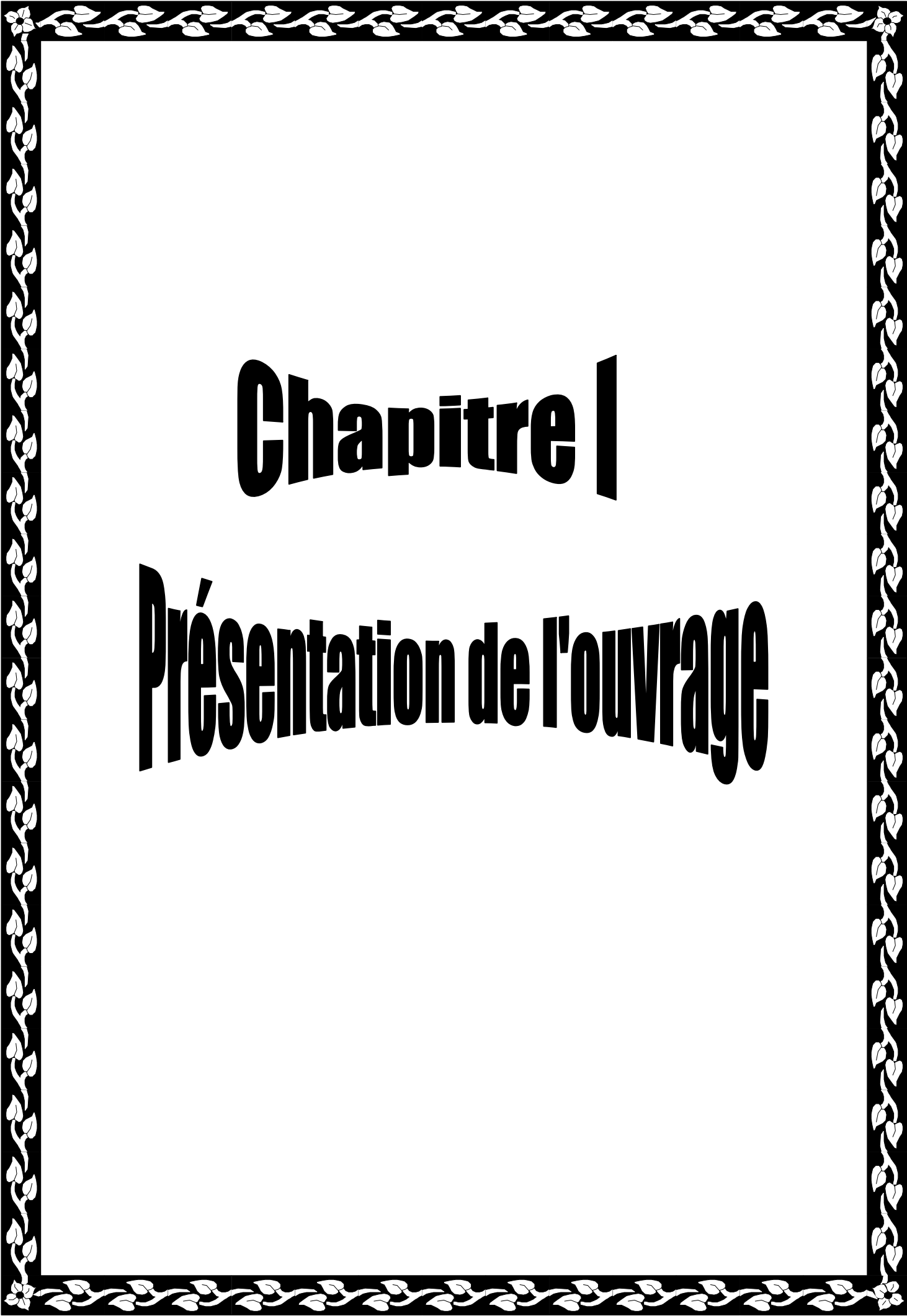
La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, site, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

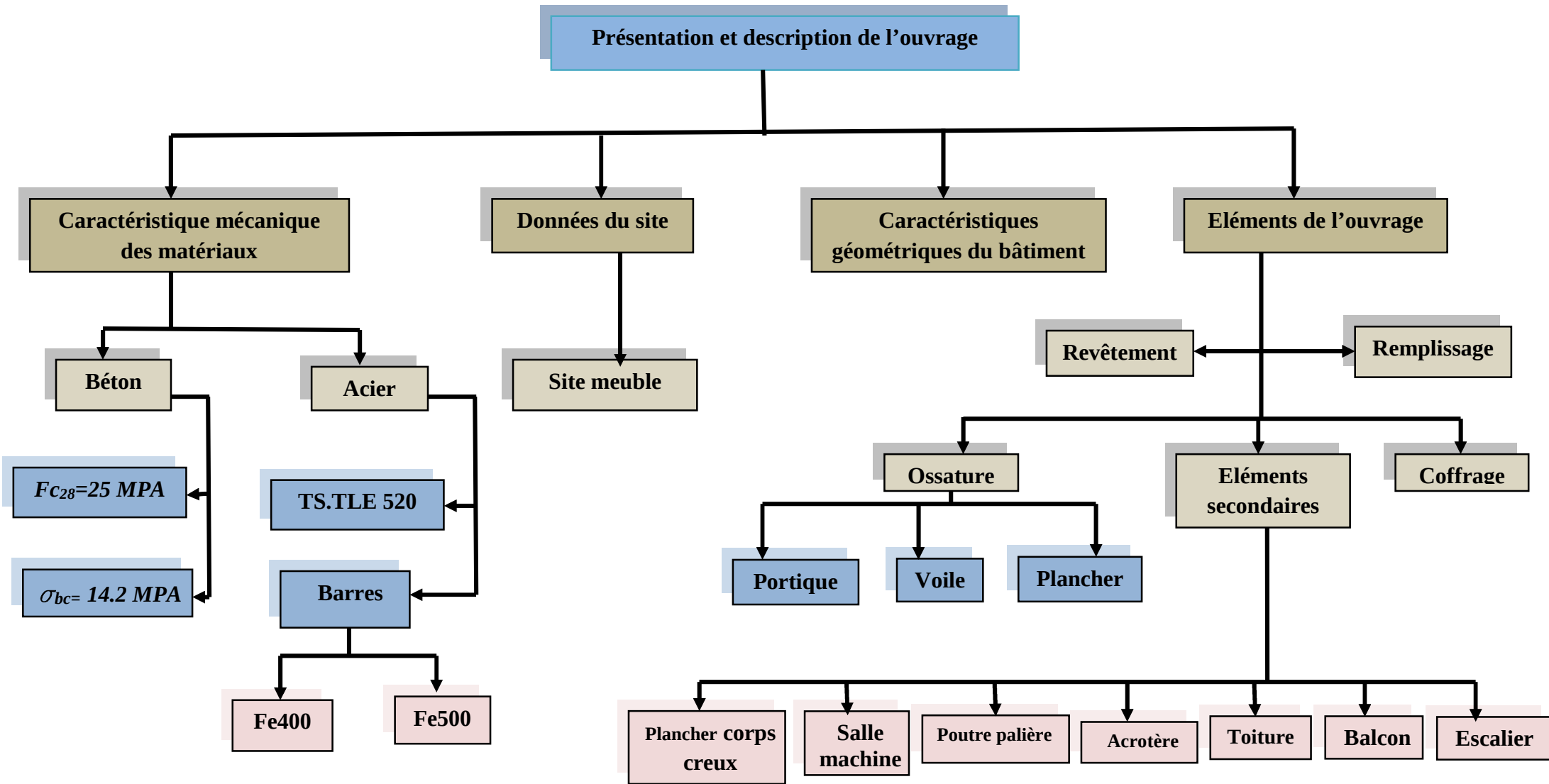
C'est précisément dans un cadre pédagogique, pour nous et pour rendre accessible au plus grand nombre de futures d'étudiants l'essentiel des méthodes de calcul d'un bâtiment et leurs modes opératoires et pour leur donner la possibilité de mieux appréhender cette discipline en général, que ce mémoire a été conçu et réalisé.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressé à la conception architecturale, à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8+Ss).



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



I) Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de **RPA 99(version 2003)** et la méthode des états limites (**BAEL 91**), les charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**), et construction en béton armé (**CBA 93**)

I.1) Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va comporter sur une tour en (**R + 8 + sous sol**) à usage d'habitation et commerciale implantée à **Tizi - Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) et le site est considéré comme un site meuble (**S3**).

Selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un (**01**) sous sol usage service. (cave)
- **RDC** usage commerciale et huit (**08**) étages courants à usage d'habitation.

Le bâtiment est constitué d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I.2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total..... **28,56 m**

Longueur total..... **24,50 m**

Largeur total..... **8,80 m**

Hauteur des étages courants..... **3,06 m**

Hauteur du RDC..... **4,08 m**

Hauteur du sous sol..... **4,50 m**

Hauteur de l'acrotère **0,50 m**

I.3) Eléments de l'ouvrage :**i) Ossature :**

Le contreventement de notre projet est assuré par deux types :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins (25 %) de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

ii) Planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **La résistance mécanique** : les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation
- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
 - Les planchers des étages courants sont en corps creux.
 - les balcons et loggias qui seront réalisés en dalle pleine.
 - Le plancher terrasse mixte une partie avec charpente et l'autre est une terrasse accessible un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

iii) Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et loggias.

iv) Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm $(10+5+10)=25$ cm.
- **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

v) Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction.

Notre escalier se comporte de trois types d'escalier ;

- Etages courants : 02 volées 01 palier d'arrivée et de repos
- RDC : 03 volées 02 palier de repos et 01 palier d'arrivée
- Sous sol : 03 volées 02 palier de repos 01 palier d'arrivée avec une poutre brisée

vi) Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

vii) Système de coffrage :

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

I.4) Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent rependre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

i) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera donnée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

ii) Granulats :

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier 750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{Eau}{Ciment} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

I.5) Resistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances.

i) Resistance caractéristique à la compression : (Art. A.2.1,11/BEAL91)

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (16x32) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

ii) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « j » jours notés f_{tj} donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art / A.2.1, 12 BAEL 91})$$

On prend $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

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

I.6) Module de déformation longitudinale du béton :

i) Module d'élasticité instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \dots \dots \dots f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

ii) Module d'élasticité différée :

on l'utilise pour les charges de longueurs durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa } \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

$$\text{Avec : } \rightarrow E : \text{ module de Young.}$$

$$. \rightarrow \nu : \text{ Coefficient de poisson.}$$

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

- **Contraintes limites** : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

iii) **Etat Limite Ultime (ELU) :**

Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine. La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation courante on aura : $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

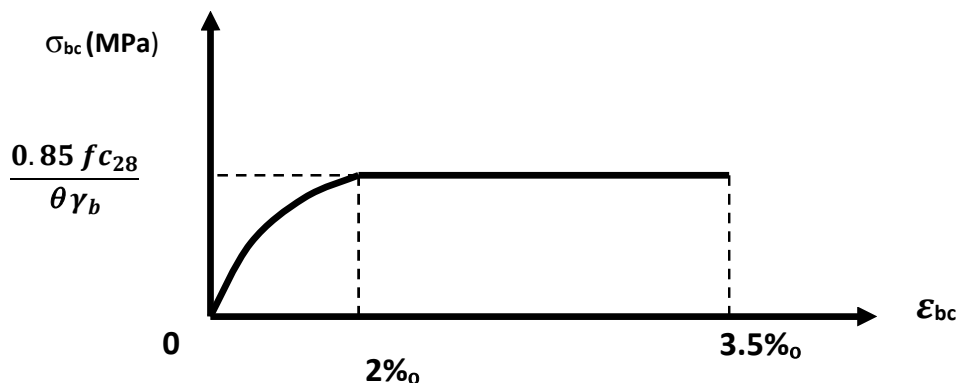


Fig. 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

iv) Contrainte de cisaillement (τ_u) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

v) Contrainte limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c_j} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible à ELS.

$$\text{A } j = 28 \text{ jours ; } \overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa}$$

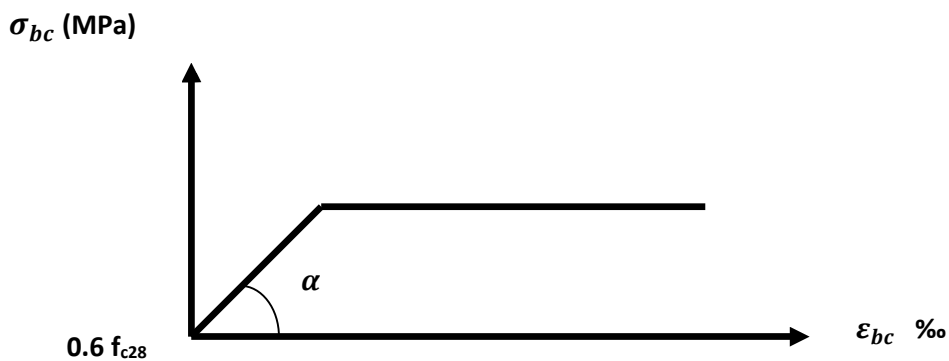


Fig.1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.7) Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1).

- **Contrainte limite :**

i) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

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

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

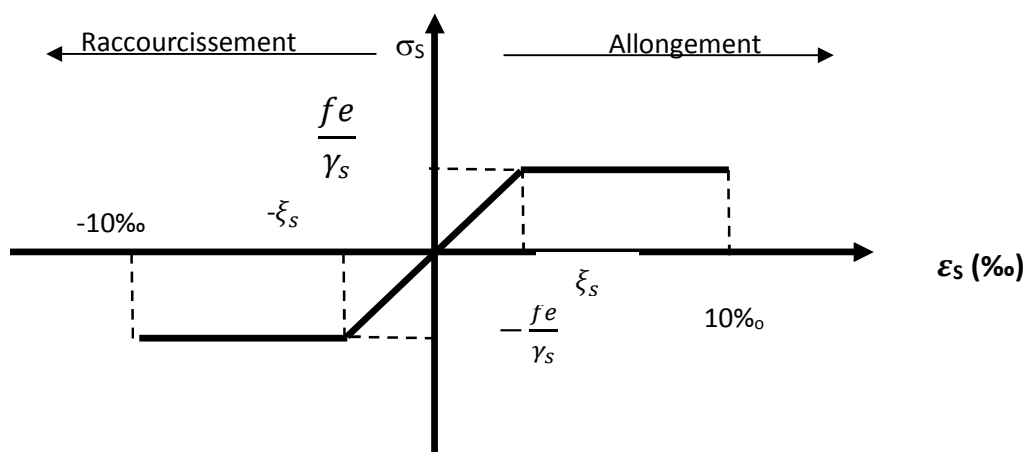


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

ii) Contrainte limite de service :

➤ **Etat limite d'ouverture de fissuration :** Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- **Fissuration peu nuisible :(BAEL 91/ Art A.4.5, 32),** cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- **Fissuration préjudiciable :(BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)**

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa).}$$

$\eta = 1.6$ pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA si $\phi \leq 6$ mm. Avec η : coefficient de fissuration

$\eta = 1,0$ pour les ronds lisses.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

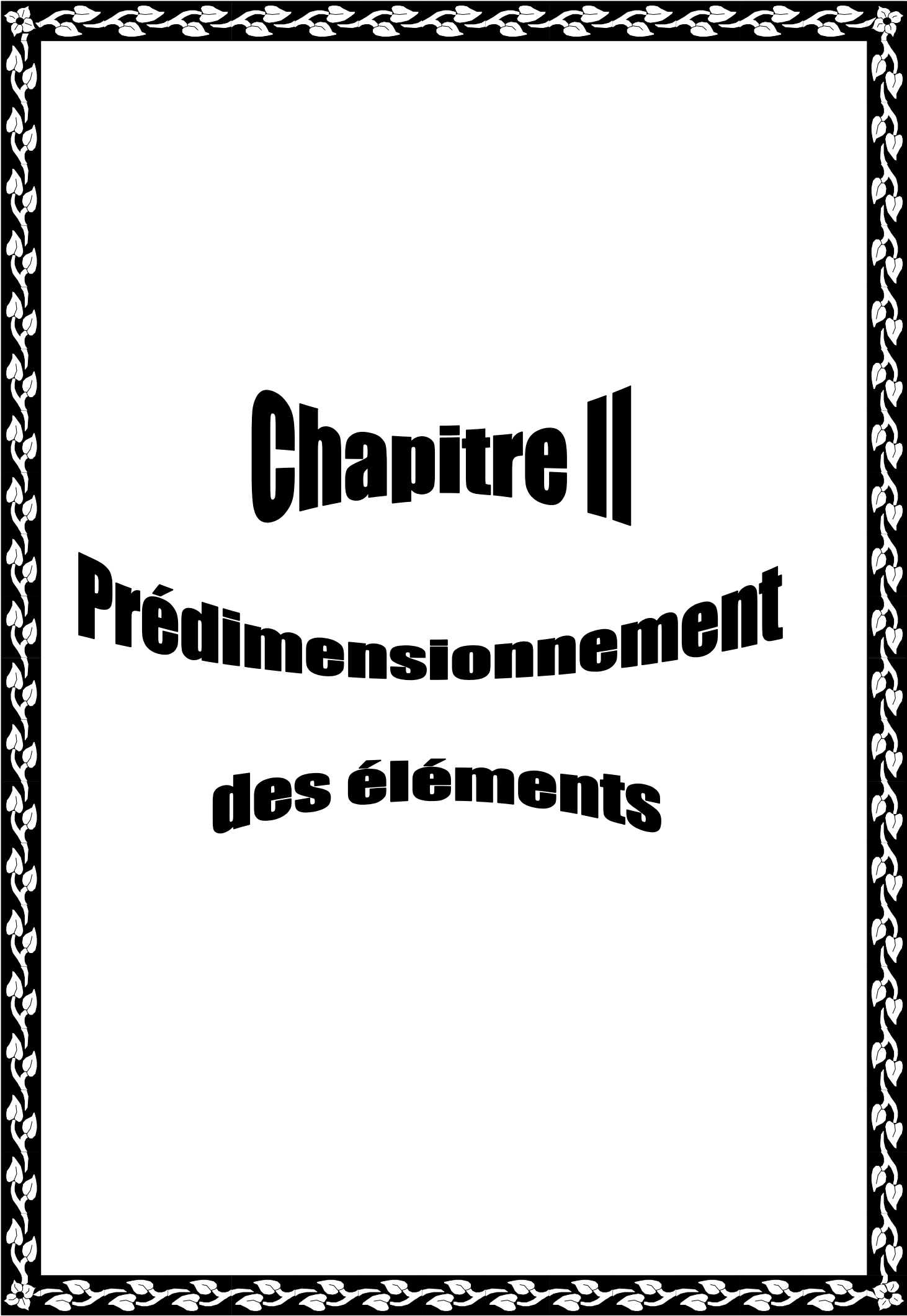
- **Fissuration très préjudiciable (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

- **Protection des aciers (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)**

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

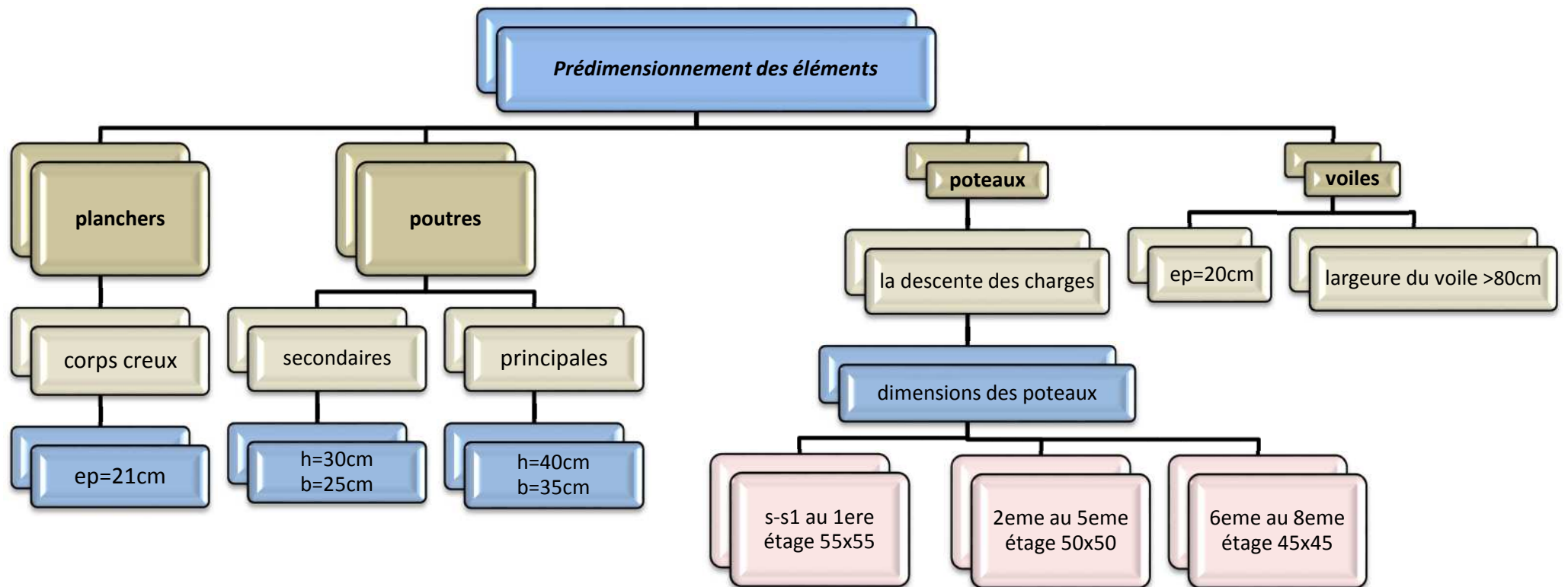
- ✓ **$c \geq 5\text{cm}$** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ✓ **$c \geq 3\text{cm}$** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- ✓ **$c \geq 2\text{cm}$** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- ✓ **$c \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.



Chapitre II

Prédimensionnement

des éléments



II.1 Introduction :

Après avoir déterminé les éléments caractérisant notre structure nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment ; tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanente et d exploitation des effets thermiques et climatiques. ces derniers ont une grande influences sur la stabilité de ouvrages .pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTRB .C2.2 (charge et surcharges)** et **(BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423)**

II.2 Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment. Le plancher est constitue de corps creux et d'une dalle de compression ferrailé de treillis soudé, elle repose sur des poutrelles préfabriqué en béton armé placées dans le sens de la petite portée et supportant les revêtements et surcharges.

Les fonctions essentielles des planchers :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurer par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associes avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrailée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

i. Plancher à corps creux :

La hauteur totale du plancher est obtenue par la formule suivante :

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec: L_{max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 4.80 - 0.25 = 4.55m$

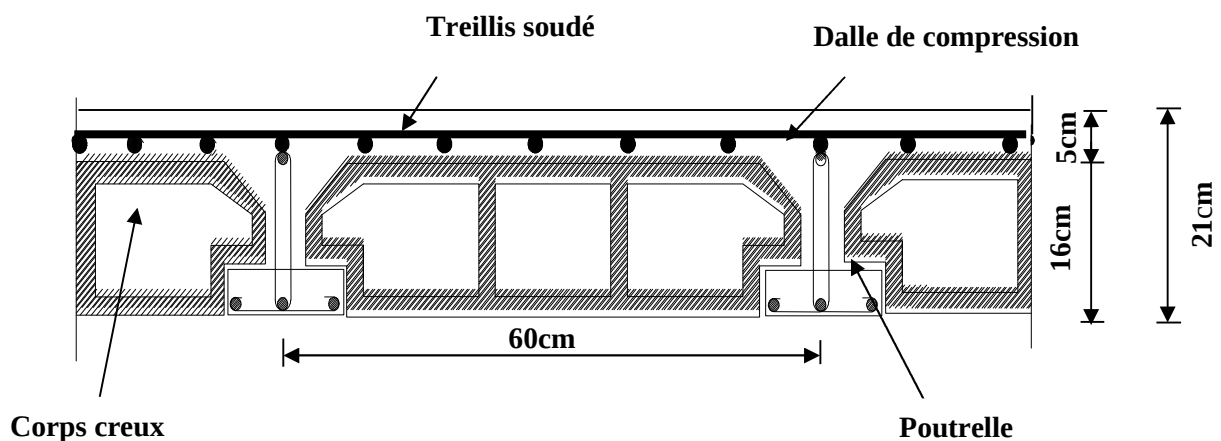
Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 455 / 22.5 = 20,22 \text{ cm.}$$

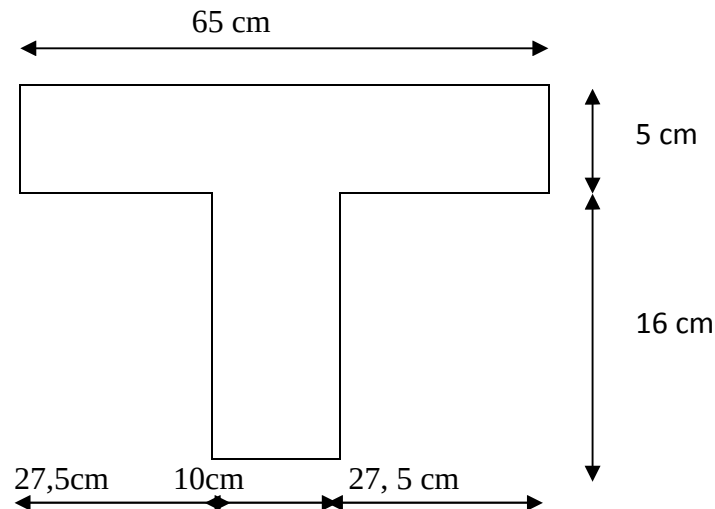
On opte $h_{tp} = 21 \text{ cm}$

On opte pour un plancher (16+5) cm et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : 16 cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 5cm.



Coupe d'un plancher en corps creux

ii. Poutrelle:

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$ avec $h_t = 21$ cm.

$b_0 \geq [6,3 ; 8,4] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10$ cm.

$b_1 \geq \min[L/2 ; L_{\max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 350/10] = \min(27,5 ; 35)$ cm ; on adopte $b_1 = 27,5$ cm.

$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65$ cm

iii. Plancher dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas, la dalle est considérée comme un balcon, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \text{avec } L \text{ est la largeur de balcon.}$$

Dans notre cas :

$$L = 150 \text{ cm. D'où : } h \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de **15cm** d'épaisseur.

II.3 Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : $L_{\max}$: distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

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

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

i. Poutres principales :

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

- **La hauteur** : $395/15 \leq ht \leq 395/10 \Rightarrow 26,33 \leq h_t \leq 39.5 \text{ (cm)}.$

On prend **ht = 40cm.**

- **La largeur** : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}.$

On prend **b = 35 cm.**

La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(35* 40) cm**

➤ Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 35 = 1.14 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc : La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(35* 40) cm².**

ii. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad 30 \leq h_t \leq 45$

On prend **ht = 30 cm.**

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$

On prend **b = 25 cm.**

Donc : la section de la poutre secondaire est **(b x ht) = (25 * 30) cm².**

➤ **Vérification des exigences :**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b = 1.2 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

→ **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : **(35 * 40) cm².**

→ Poutres secondaires : **(25 * 30) cm².**

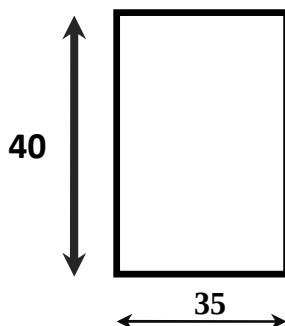


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

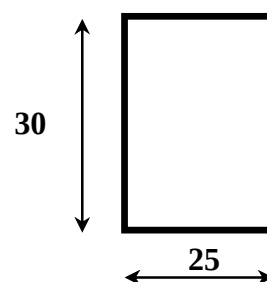


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.4 Les voiles :**i. Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :**

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

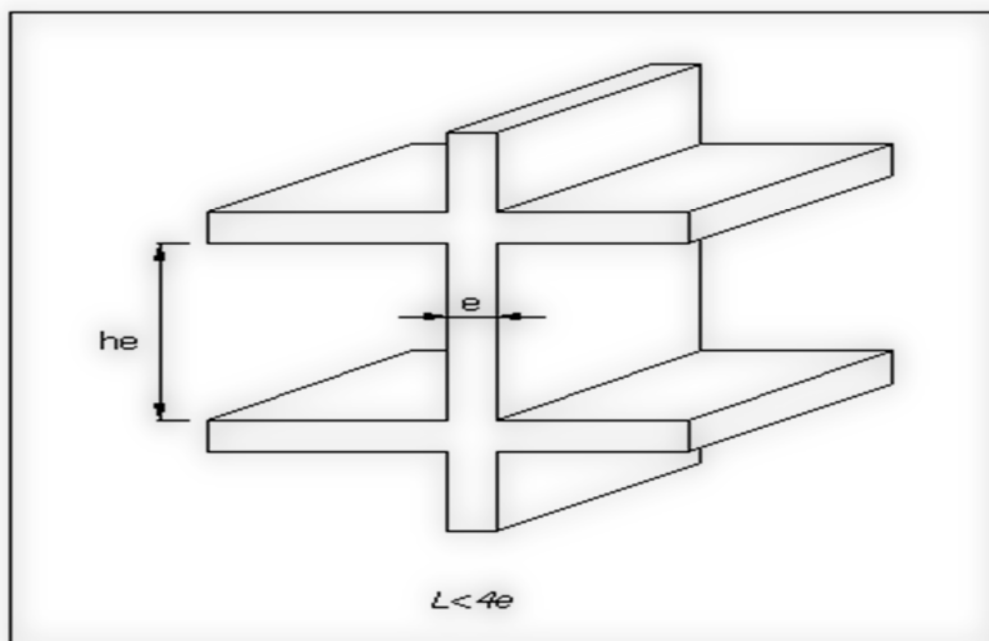


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

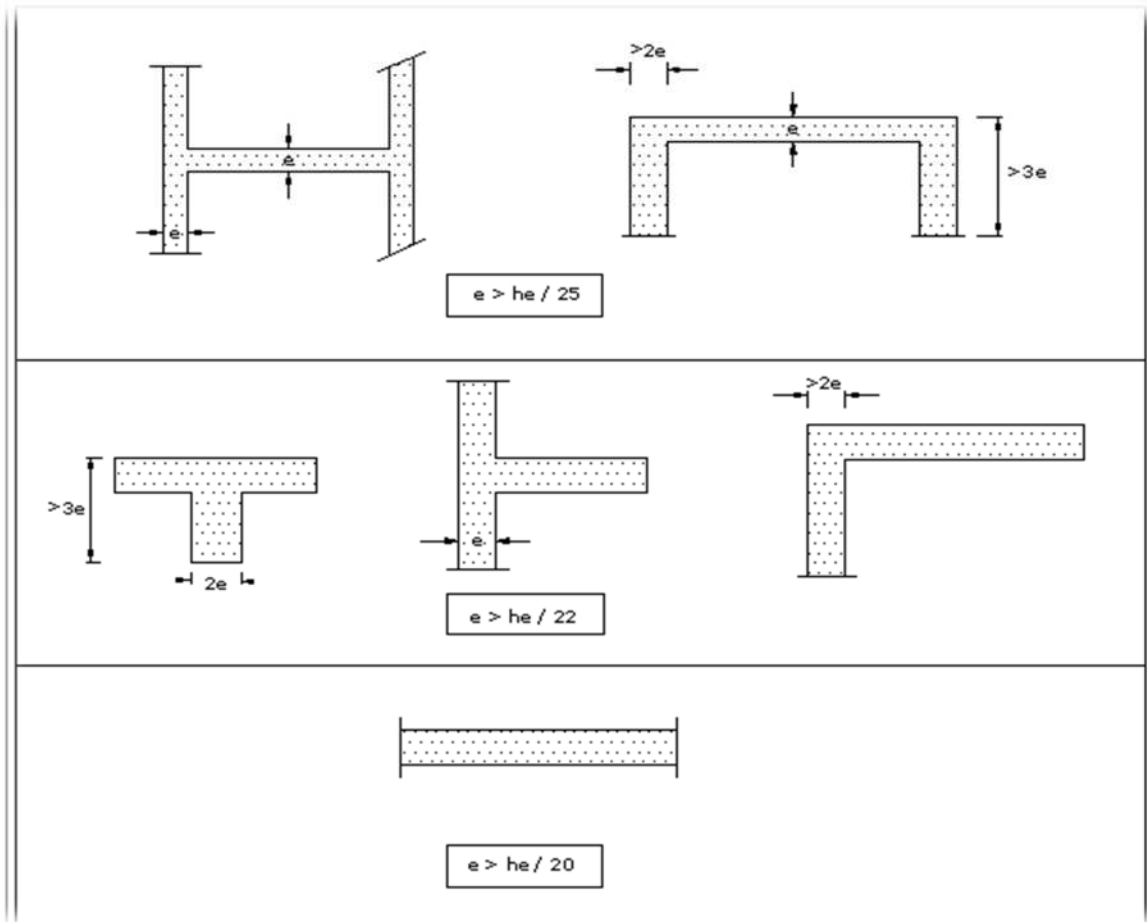


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

ii. L'épaisseur du voile (ep) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; \quad \text{Avec : } h_e = h - e_p$$

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

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

h_e : la hauteur libre max d'étage (**$h_e = 286 \text{ cm}$**).

$$e \geq \max (e_{\min}, h/20) \Rightarrow e \geq \max (15, 14,30) \text{ cm} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit : } e = 20 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur **$e = 20 \text{ cm}$** pour toute la superstructure.

➤ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a \Rightarrow L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $L_{\min}$: la portée et a : L épaisseurs du voile.

II.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

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

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

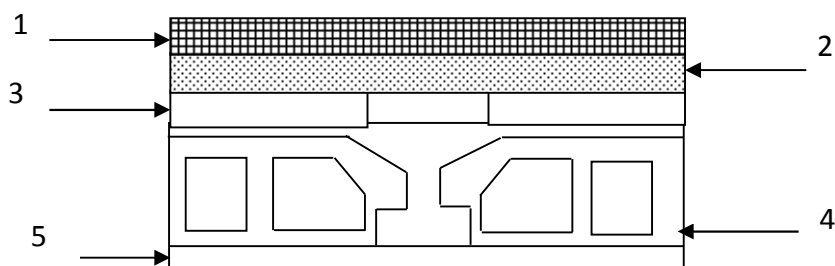
L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL91 modifiées 99/Art B.6.8.423**

➤ **Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges

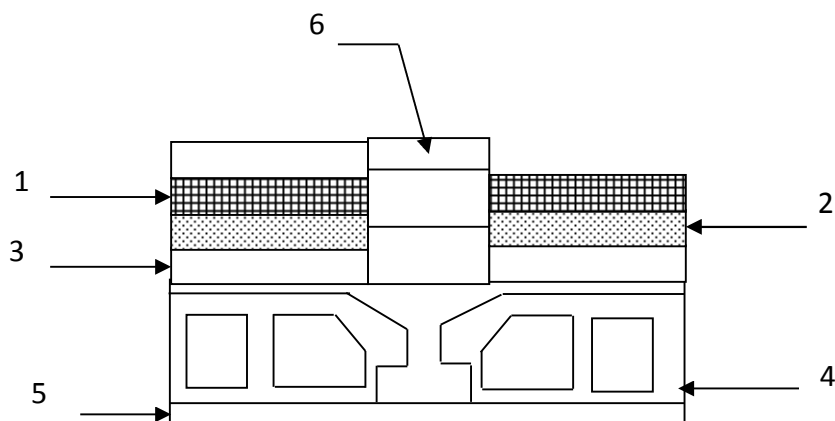
➤ Les charges permanentes :

i. plancher terrasse (accessible)**Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible**

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau : II.1 Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse

N ^o	Désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22.00	0.44
02	Chape en mortier de ciment.	0,05	20,00	1.00
03	Couche de sable	0,02	22,00	0,66
04	Plancher corps creux	0,16+0,05	/	2,85
05	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
Totale $G_c = 5,05$ [KN/m ²]				

ii) étage courant :**Fig. II.7** : Eléments constituant le plancher d'étage courant

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G_c de l'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur $e(m)$	Poids volumique γ (kn/m ³)	Charge $G_i(kn/m^2)$
01	Revêtement dalle sol	0,02	20,00	0,40
02	Chape en mortier de ciment	0,03	20,00	0,60
03	Couche de sable	0,02	22,00	0,66
04	Plancher corps creux	0,16+0,05	/	2,85
05	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
060	Cloison de séparation	0,10	09,00	0,90
TOTALE $G_c = 5,51(KN/M^2)$				

iii. Les murs :

On fait le même travail concernant les murs et l'acrotère.

• Murs extérieurs :

En double cloisons de brique creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm

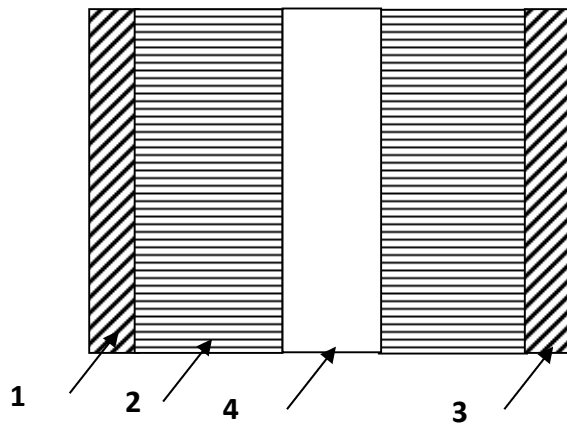


Fig. II.8 : Coupe vertical du mur double cloison

Tableau II.3 : charge permanente due aux murs extérieurs (en brique creuse)

N°	Désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G _i (kn/m ²)
01	Mortier de ciment	0,02	20,00	0,40
02	Briques creuses extérieure	0,01	0,90	0,90
03	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
04	Briques creuses intérieure	0,10	0,90	0,90
05	L'âme d'air	0,05	/	/
Totale M _{ext} = 2,40(kn/m ²)				

- Murs intérieurs :**

En brique creuses de 10cm d'épaisseur

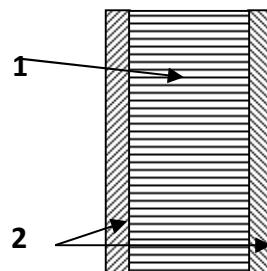


Tableau II.4 : Charge permanente due aux murs intérieurs.

N ⁼⁰	Désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charge G _i (KN/m ²)
1	Briques creuses intérieure	0,10	0 9,00	0,90
2	Enduit de plâtre	0,04	10,00	0,40
Totale G _{Mint} =1,30 [KN/m ²]				

II.6 L'acrotère :

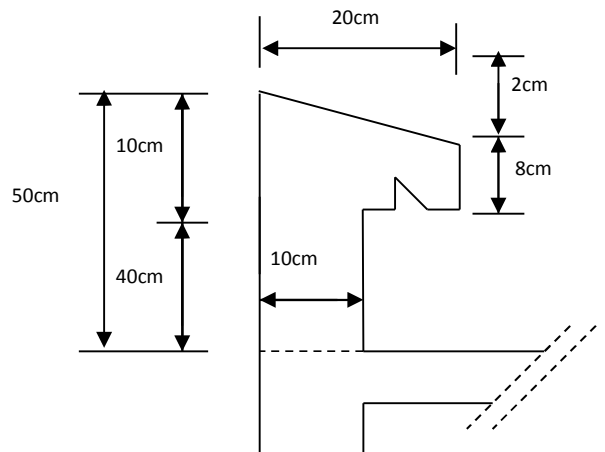
Calcul de son poids ;

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$G = 25 \times \left(\frac{0.02 \times 0.2}{2} + 0.08 \times 0.1 + 0.48 \times 0.1 \right)$$

$$G = 1.45 \text{ KN/ml}$$

Avec: $\rho_{béton}$ masse volumique du beton =25 KN/M3



- Les Charge d'exploitation**

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** (article 7.2) comme suit :

- Plancher terrasse accessible = 2,5 KN/m²
- Plancher etage courant (a usage habitation)=1,50 KN/m²
- plancher RDC commercial+Sous sol =3,50 KN/m²
- Escalier desservants les differente etages = 2,50 KN/m²
- Balcons=3,50KN/m²
- Loggia = 2,5 KN/m²

Localisation du poteau le plus sollicité

- Surface d'influence :

Surfaces revenant au poteau (F2) :
4,5

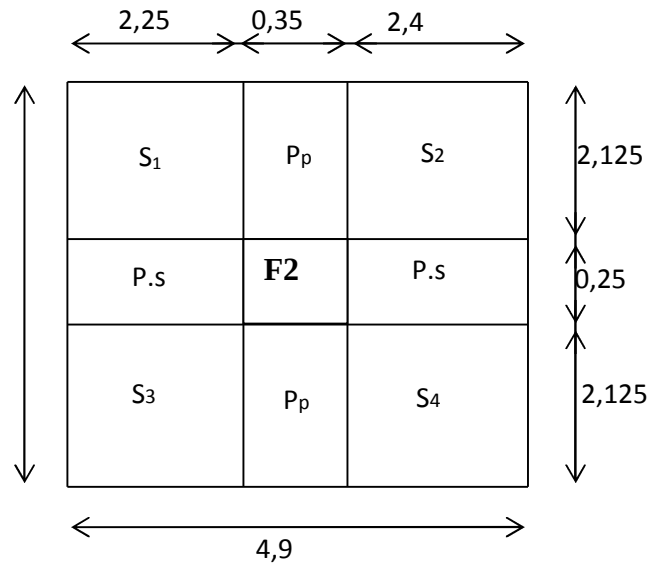
La surface revenant au poteau est :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2,125 \times 2,4) + (2,125 \times 2,25)$$

$$+ (2,125 \times 2,4) + (2,125 \times 2,25)$$

$$S = 19,762 \text{ m}^2$$



Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	5,05	2,5
Plancher étage courant (usage d'habitation)	5.51	1.50
Plancher RDC(commercial)+sous sol	5,51	5

- Plancher terrasse accessible : $2,5 \times 19,762 = 49,405 \text{ KN}$
- Plancher à usage d'habitation : $1,50 \times 19,762 = 29,643 \text{ KN}$
- Plancher RDC (commercial)+Sous sol: $5 \times 19,762 = 98,81 \text{ KN}$

- Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$.

→ **Plancher terrasse :**

$$P = 5,05 \times 19,762 = 99,79 \text{ KN}.$$

→ **Plancher étage :**

$$P = 5,51 \times 19,762 = 108,89 \text{KN.}$$

iv. Poids propre revenant à chaque poutre :

→ **Poutres principales :**

$$P = (0,35 \times 0,40) \times 25 \times (2,25 + 2,4) = 16,27 \text{KN.}$$

→ **Poutres secondaires :**

$$P = (0,25 \times 0,30) \times 25 \times (2,125 + 2,125) = 7,96 \text{KN.}$$

D'où le poids totale :

$$P_{\text{totp}} = 16,27 + 7,96$$

Ce qui donne : **$P_{\text{TOTP}} = 24,23 \text{KN.}$**

v. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poids de poteaux d'ETAGE COURANT :

$$P = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN.}$$

- Poids de poteaux de RDC

$$P = 0,30 \times 0,30 \times 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau du S / SOL:

$$P = 0,30 \times 0,30 \times 4,50 \times 25 = 10,125 \text{ KN.}$$

Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

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

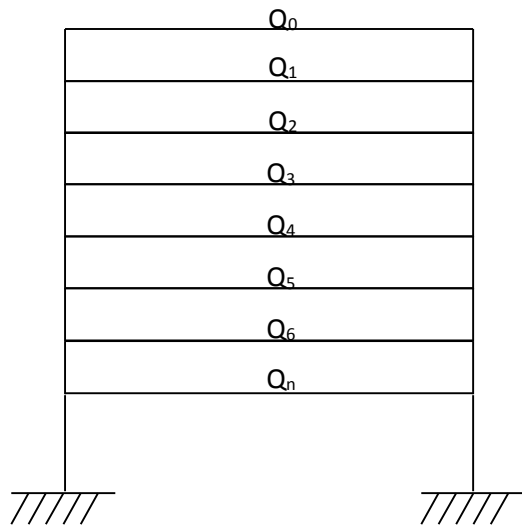
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

Coefficients de dégression de surcharges :

Niv	terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
Coef	1	1	0,95	0,9	0,85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

• Les surcharges cumulées :

Terrasse: $Q_0 = 49,405 \text{ KN}$.

$$Q_7 = 49,405 + 29,643 = 79,048 \text{ KN}.$$

$$Q_6 = 49,405 + 0.95 (2 \times 29,643) = 105,72 \text{ KN}.$$

$$Q_5 = 49,405 + 0.9 (3 \times 29,643) = 129,44 \text{ KN}.$$

$$Q_4 = 49,405 + 0.85 (4 \times 29,643) = 150,191 \text{ KN}.$$

$$Q_3 = 49,405 + 0.8 (5 \times 29,643) = 167,97 \text{ KN}.$$

$$Q_2 = 49,405 + 0.75 (6 \times 29,643) = 182,798 \text{ KN}.$$

$$Q_1 = 49,405 + 0.714 (7 \times 29,643) = 197,56 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{RDC}} = 49,405 + 0.687 (8 \times 29,643) = 212,32 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{SS}} = 49,405 + 0.667 (8 \times 29,643 + 98,81) = 273,48 \text{ KN}.$$

Tableau: récapitulatif de la descente de charge.

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N =G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G _c cumulé (KN)	Q (KN)	Q _c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	b*h (cm ²)
Terr	99.79	6,885	24.23	130,90	130.90	49.405	49.405	180.305	120.203	45*45
7	108,89	6,885	24.23	140.005	270.90	79.048	128.453	399.353	266.235	45*45
6	108,89	6,885	24.23	140.005	410.91	105.72	234.173	645.083	430.055	45*45
5	108,89	6,885	24.23	140.005	550.91	129.44	363.613	914.523	609.682	50*50
4	108,89	6,885	24.23	140.005	690.92	150.191	513.804	1204.724	803.149	50*50
3	108,89	6,885	24.23	140.005	830.92	167.97	681.774	1512.694	1008.462	50*50
2	108,89	6,885	24.23	140.005	970.93	182.798	864.572	1835.502	1223.668	50*50
1	108,89	6,885	24.23	140.005	1110.93	197.56	1062.132	2173.062	1448.708	55*55
RDC	108,89	9.18	24.23	142.3	1253.23	212.32	1274.452	2527.682	1685.121	55*55
Ss	108,89	10.12	24.23	143.24	1396.47	273.48	1547.932	2944.402	1962.934	55*55

Vérification spécifique :

$$V = \frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

B : section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA99/V2003)

→ Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

→ **Poteau (45x45)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 45 \geq \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \\ 1/4 < 45/45 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

→ **Poteau (50x50)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 50 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 50 \geq 15,75 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

→ **Poteau (55x55)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 55 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 55 \geq 22,5 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité

s suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec L_f : longueur de flambement.

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Ce qui donne ; $\lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$

→ Poteaux du Sous Sol , RDC et 1^{ère} étage (55*55) cm² ⇒

$$\lambda = 2,42 \times 4,5 / 0,55 = 19.8 < 50 \dots \mathbf{CV}$$

→ Poteaux du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage (50*50) cm² ⇒

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,50 = 14.81 < 50 \dots \mathbf{CV}$$

→ Poteaux du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} (45*45) cm² ⇒

$$\lambda = 2,42 \times 3.06 / 0.45 = 16.456 < 50 \dots \mathbf{CV}$$

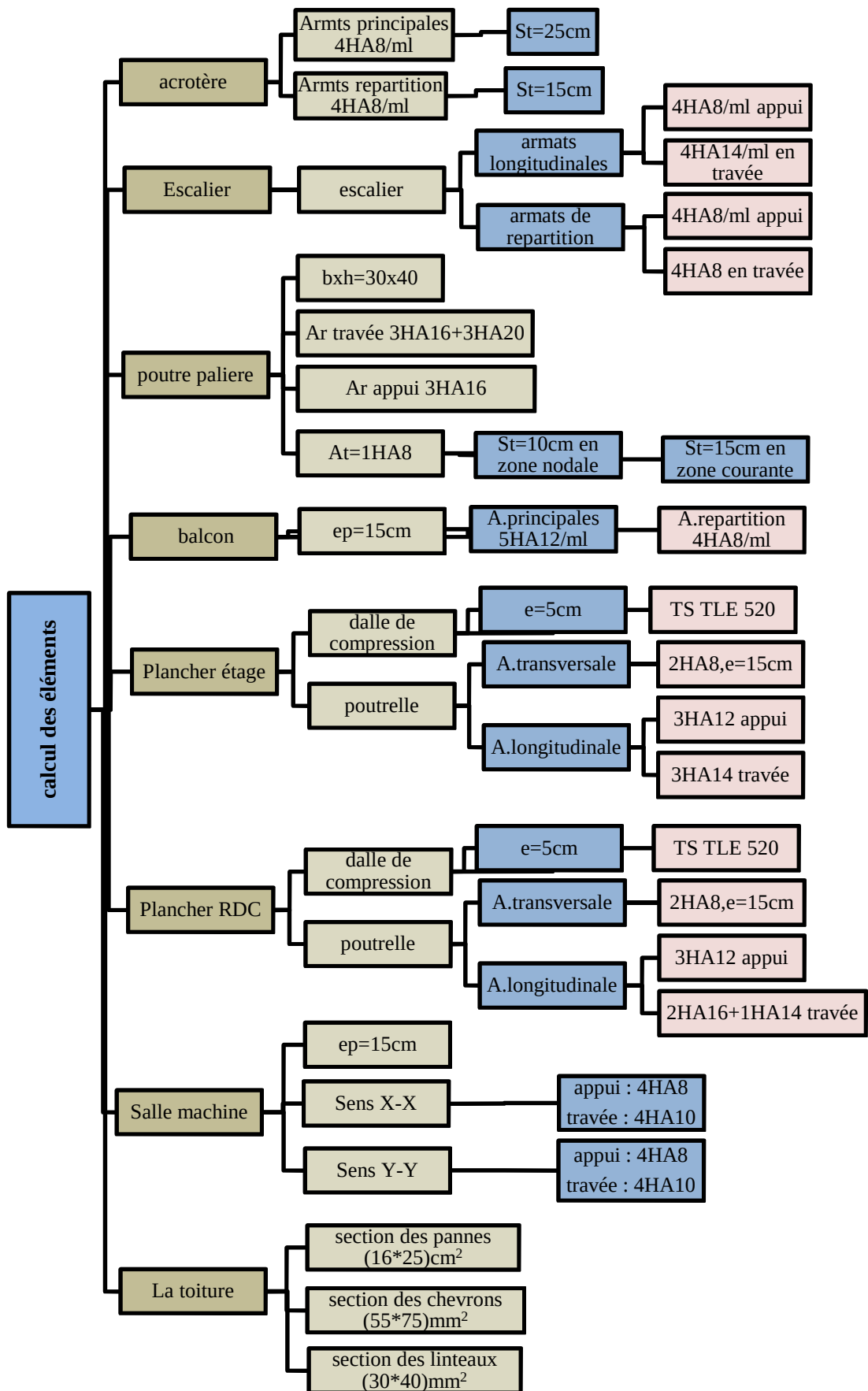
➤ **Conclusion**

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 50 donc pas de risque de flambement.



Chapitre III

Calcul des éléments



III.1) L'acrotère**III.1.1) Introduction :**

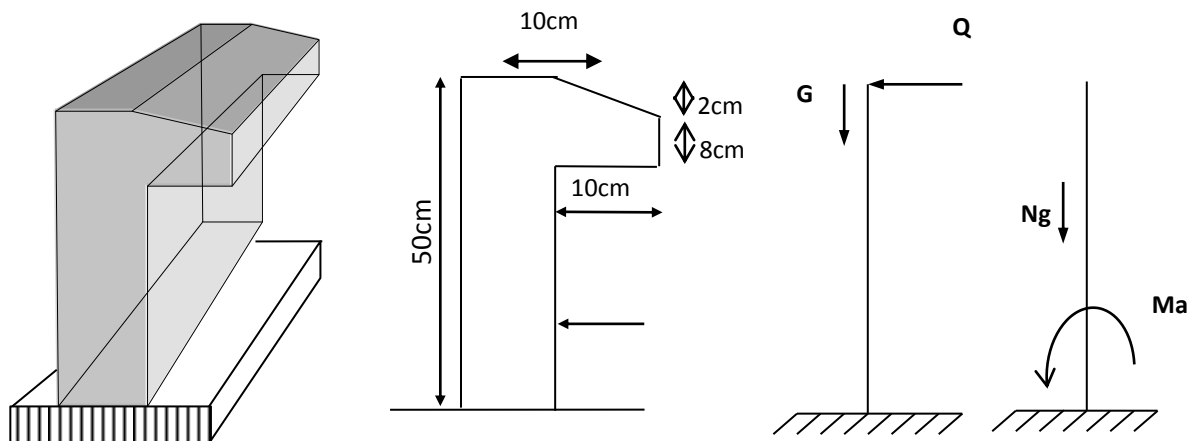
Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudié séparément sous l'effet des seules charges appliquées

- **L'acrotère :**

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et une surcharge due à la main courante égale à 1 kN/ml.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III.1.2) Schéma statique :**III.1.3)- Evaluation des charges et Surcharges :****Surface :**

$$S = 0,48 \times 0,1 + \frac{0,2 \times 0,02}{2} + 0,08 \times 0,1 = 0,058 \text{ m}^2$$

$$S = 0,058 \text{ m}^2$$

i) Charge permanente :

- Poids propre de l'acrotère :

$$g_1 = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,058 = 1,45 \text{ KN/ml}$$

- Poids de l'enduit de ciment :

$$g_2 = 20 \cdot 0,5 \cdot 0,02 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G = g_1 + g_2 = 1,45 + 0,2 = 1,65 \text{ KN/ml}$$

ii) Surcharge d'exploitation :

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

III.1.4)- Les Sollicitations :

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

a)- E.L.U :

- Effort Normal de compression :

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 1,65 = 2,2275 \text{ KN/ml}$$

- Moment fléchissant :

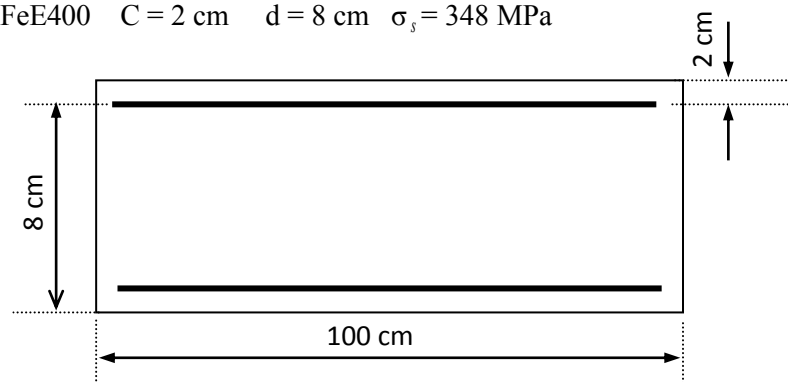
$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \cdot 1,00 \cdot 0,50 = 0,75 \text{ KN.m}$$

b)- E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_s = G = 1,65 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \cdot H = 1,00 \cdot 0,50 = 0,5 \text{ KN.m}$

III.1.5) Ferraillage de l'acrotère (E.L.U) :

$b = 100 \text{ cm}$ aciers FeE400 $C = 2 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$



L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,2275} = 0,3367 \text{ m} = 33,67 \text{ cm}$$

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

Avec : e' la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$e_u = 33,67 \text{ cm} > e' = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Remarque :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) a l'extérieure de la section limitée par les armatures, l'effort normal « N_u » est un effort de compression.

On calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment fictive M_f , puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

III.1.6) Calcul en flexion simple :✓ Moment fictive :

$$M_f = M_u + N_u \cdot e' = 0,75 + (2,2275 \times 0,03) = 0,8168 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} / \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{0,8168 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d} = \frac{0,8168 \times 10^3}{0,9955 \times 348 \times 8} = 0,2947 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle est en flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,2947 - \frac{2,2275 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,2306 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,2306 \text{ cm}^2.$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \cdot 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} = \max (1; 0,966)$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A) = A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$

Soit $A = 4 \Phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ L'espacement :

D'après (B.A.E.L 91): $e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend $e = 25 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = A = 3 \Phi 8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2$

✓ L'espacement :

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

✓ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0187 < \bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,4) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{c v}) ; \text{ donc pas d'armatures transversales.}$$

✓ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1,5: \text{coefficient de scellement droit}$$

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

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

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 4 \cdot 3,14 \cdot 0,8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{150}{0,9 \cdot 8 \cdot 10,048} \cdot 10^{-1}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,207 \text{ MPa}$$

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

✓ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \Phi f_e / 4 \cdot \tau_s = 8 \cdot 400 / 4 \cdot 2,84 = 281,69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{1,65} = 0,303 \text{ cm}$$

III.1.7) Vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 201,6 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 ; \quad k_1 = 47,5$$

$$\text{D'où: } \sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

III.1.8)Vérification au Séisme :

Selon R.P.A 2003 les forces horizontales agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés pour la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec ;

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (R.P.A 99, p28)

$$A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau

$$6.1 \text{ (R.P.A 2003, p45)} \quad C_p = 0,8$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,65 \text{ KN/ml}$$

$$F_p: 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,65 = 0,792 \text{ KN/m}^2$$

La condition pour que l'acrotère peut résister à cette force est :

$$F_p \leq 1,5.Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (CV)}$$

Donc : l'acrotère peut résister à la force F_p .

NB : puisque la Force F_p peut changer de sens, donc l'acrotère sera ferrailé symétriquement.

Schéma de ferrailage

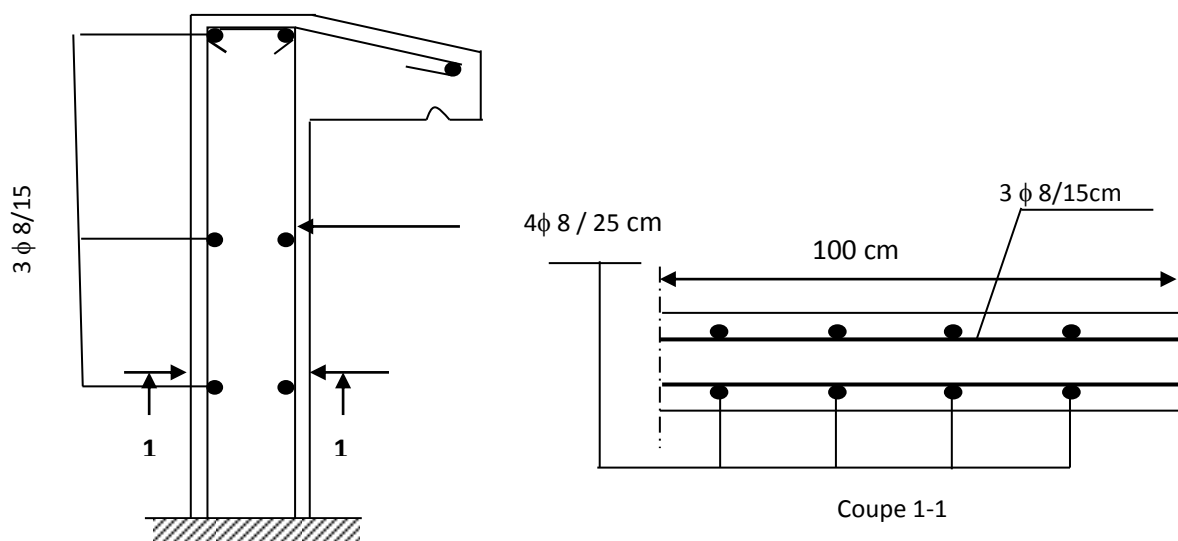


Fig : schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2.a. PLANCHER DE RDC (commerciale)

III.2.a.1 Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+5), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une de dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

III.2.a.2 Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+5 = 21$ cm (hauteur de la dalle)

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

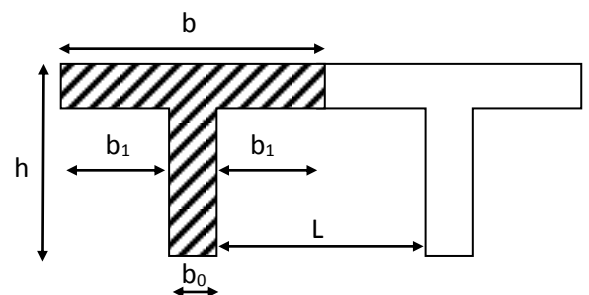
$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 19$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.



i) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $e = 20 \text{ cm}$

ii) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 20 \text{ cm}$

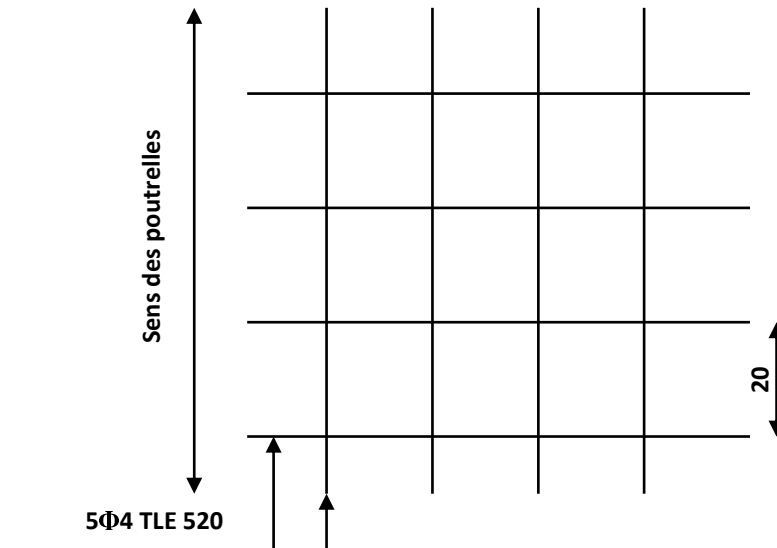


Figure III.2.a.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

III.2.a.3 Calcul de la poutrelle à l'ELU:**i) Avant le coulage :**

avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

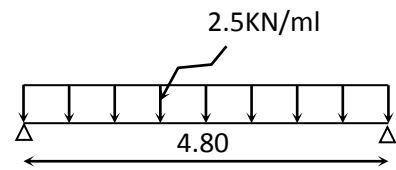
iii) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

iv) Calcul du moment isostatique :

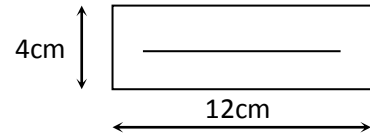
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.80^2}{8} = 7.2 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.80}{2} = 6.00 \text{ KN}$$

**v) ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{7.20 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 10.563 > 0.392$$



$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

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

III.2.a.4 Après coulage de la dalle de compression :

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

- poids du plancher : $G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC (à usage commerciale).

- surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

i) Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.70 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 6.83 \text{ KN/ml}$

ii) Choix de la méthode :

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q = 5 \text{ KN/ml} < 2G = 7.16 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\frac{450}{480} = 0.93 ; \frac{480}{470} = 1.02 ; \frac{470}{360} = 1.30 ; \frac{360}{330} = 1.09 \quad \frac{330}{330} = 1 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments

III.2.a.5 Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis et en travées.

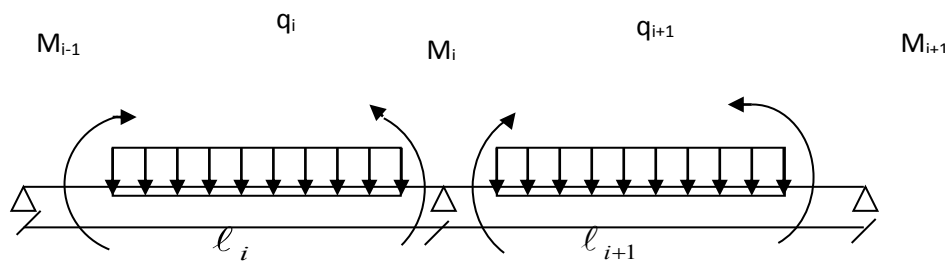


Figure III.2.a.2 : schéma statique de calcul des trois moments

• Moment aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

• Moments en travée :

$$M(x) = m(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}x$$

avec : $M(x)$: moment à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$: Moment isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q.L_{i+1}}{2}x - q\frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$M(x)$: prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire :

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

i) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x = i \rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x = i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

ii) Combinaison de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/ml} \\ Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **E.L.U.**: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.70 \text{ KN / ml}$
- **E.L.S.**: $q_s = G + Q = 6,83 \text{ KN / ml}$

iii) Schéma statique de calcul :

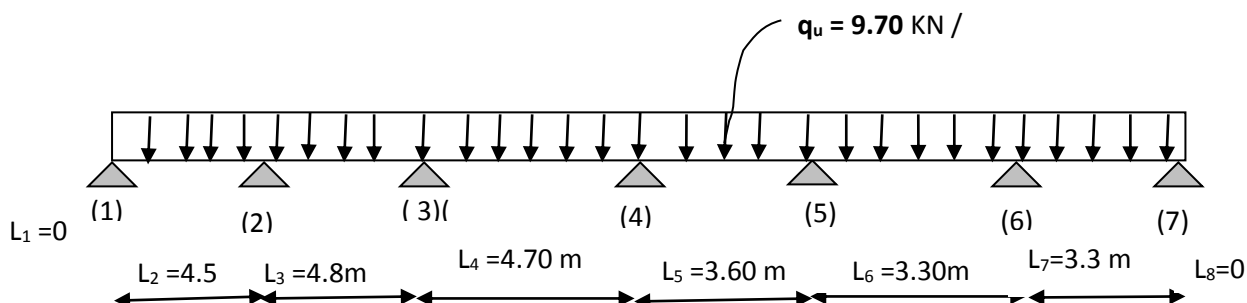


Figure III.2.a.3: Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

Pour $i=1 \dots 2 M_1 + 1 M_2 + 0 M_3 + 0 M_4 + 0 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -49,08$

Pour $i=2 \dots 4,5 M_1 + 18,6 M_2 + 4,8 M_3 + 0 M_4 + 18,6 M_2 + 4,7 M_3 + 0 M_4 = -489,07$

Pour $i=3 \dots 4,8 M_2 + 19 M_3 + 4,7 M_4 + 0 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -519,92$

Pour $i=4 \dots 4,7 M_3 + 16,6 M_4 + 3,6 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -364,81$

Pour $i=5 \dots 3,6 M_4 + 13,8 M_5 + 3,3 M_6 + 0 M_7 = -200,2$

Pour $i=6 \dots 3,3 M_5 + 13,2 M_6 + 3,3 M_7 = -174,21$

Pour $i=7 \dots 3,3 M_6 + 6,6 M_7 = -87,10$

iv) Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,5 & 18,6 & 4,8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,8 & 19 & 4,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4,7 & 16,6 & 3,6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,6 & 13,8 & 3,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 13,2 & 3,3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 6,6 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -49,08 \\ -489,07 \\ -519,92 \\ -364,81 \\ -200,2 \\ -174,21 \\ -87,10 \end{pmatrix}$$

Pour la résolution de cette matrice avec sept inconnus en utilise un logiciel « MATLAB »

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -15,77 \text{ KN.m.}$

$M_2 = -17,48 \text{ KN.m.}$

$M_3 = -19,32 \text{ KN.m.}$

$M_4 = -14,64 \text{ KN.m.}$

$M_5 = -8,56 \text{ KN.m.}$

$M_6 = -8,86 \text{ KN.m.}$

$M_7 = -8,76 \text{ KN.m.}$

III.2.a.6 Calcul des moments en travées :

Le moment en travée à la distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

Avec : x La position du point dont le moment en travée est maximum.

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{\max}(m)$	Valeur de $M_{\max}(kn.m)$
1-2	4,5	2,21	7,91
2-3	4,8	2,43	9,51
3-4	4,7	2,45	9,84
4-5	3,6	1,97	4,25
5-6	3,3	1,64	4,48
6-7	3,3	1,65	4,38

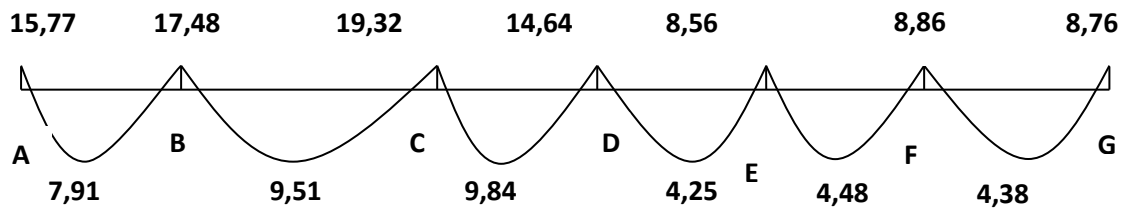


Figure III.2.a.4 : Diagramme des moments fléchissant

On majore les moments en travées par 1/3 et on minore les moments sur appuis par 1/3 car les moments calculés par cette méthode sont faits pour un matériau homogène (faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu) on obtient le diagramme suivant :

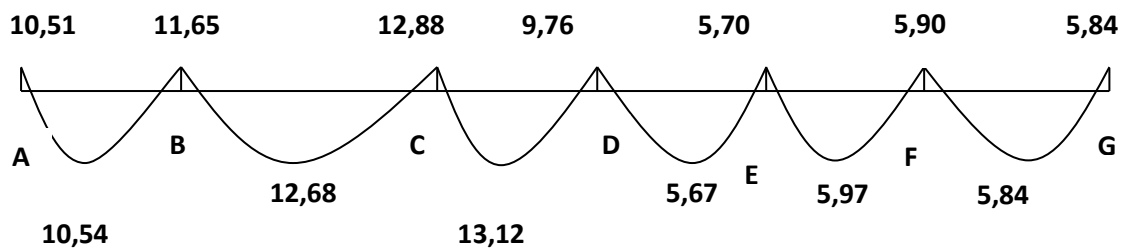


Figure III.2.a.5 : Diagramme des moments fléchissant

III.2.a.7 Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

$$\text{pour } x = i \rightarrow V_u(i) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{pour } x = i + 1 \rightarrow V_u(i + 1) = -q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

En prend M en valeur algébrique (absolue)

Le tableau ci-après résume les efforts tranchants et les moments fléchissons dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_i (KN.M)	10,53	11,65	12,88	9,76	5,71	5,91
M_{i+1} (KN.M)	11,65	12,88	9,76	5,71	5,91	5,84
T_i (KN)	22,07	22,54	22,13	16,33	16,06	15,77
T_{i+1} (KN)	-21,57	-23,02	-23,45	-18,58	-15,94	-16,23

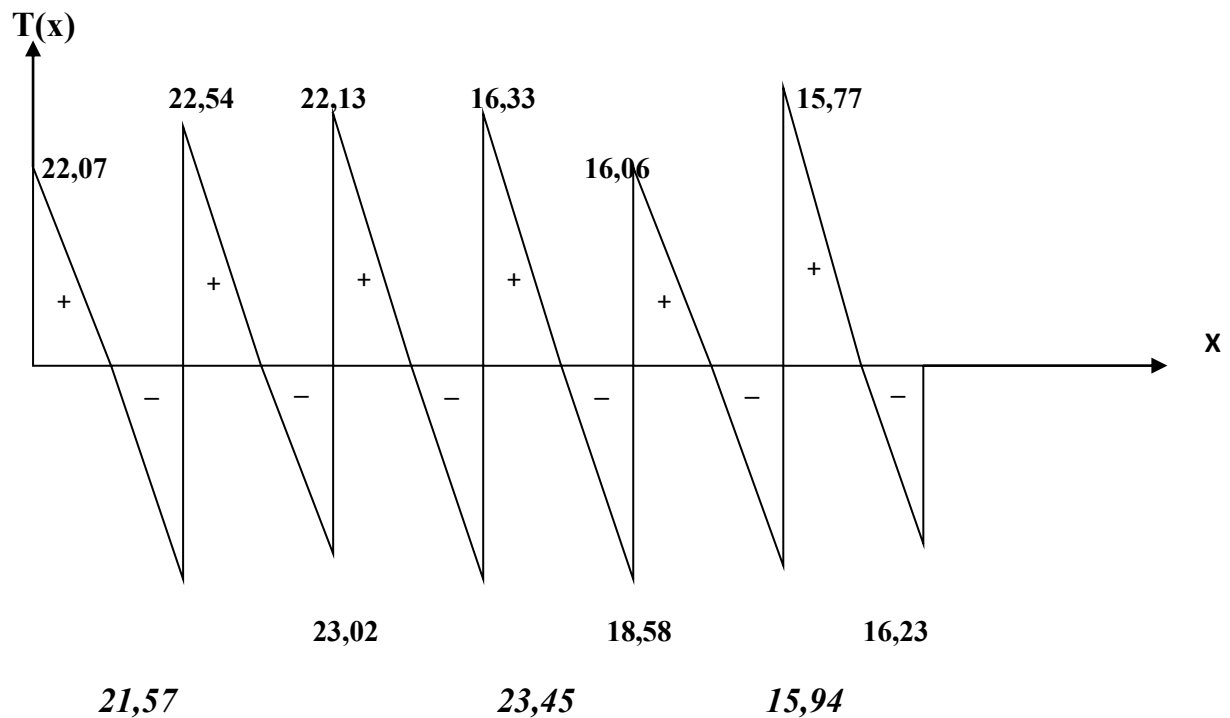


Figure III.2.a.6 : diagramme des efforts tranchants

III.2.a.8 Ferrailage a L'ELU :**i) Armatures longitudinales**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 13,132 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 12,882 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 21\text{cm}; h_0=5\text{cm}; d = 19\text{cm}$$

• En travées :

$$M_t^{\max} = 13,132 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_0 = 78,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9,84 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

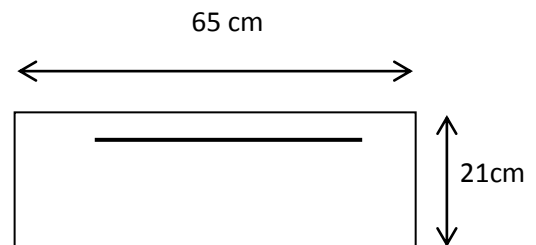
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 21) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,132 \times 10^5}{65 \times 19^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \beta = 0,9805$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,132 \times 10^5}{0,9805 \times 19 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 2,026 \text{ cm}^2$$

**Remarque:**

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } 2 \text{ HA16} + 1 \text{ HA14} = 5,56 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 12,882 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =21cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{12,882}{0,12 \times (0,19)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,21.$$

$$\mu = 0,209 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,209 \Rightarrow \beta = 0,8815$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,882 \times 10^4}{0,8815 \times 0,19 \times 348 \times 10^3} = 2,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,21 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

- **En travée :** 2 HA16 + 1 HA14 = 5.56 cm²
- **Aux appuis :** 3HA12 cm²=3,39cm².

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

NB :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en HA12 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en HA12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure

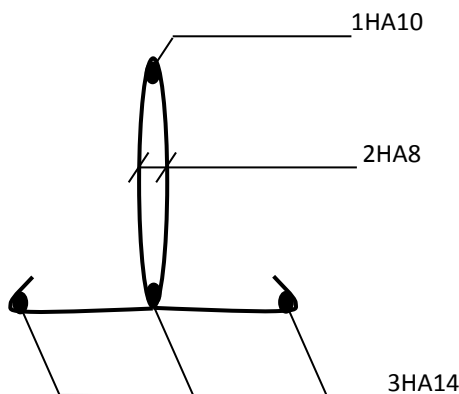


Figure III.2.a.7 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée

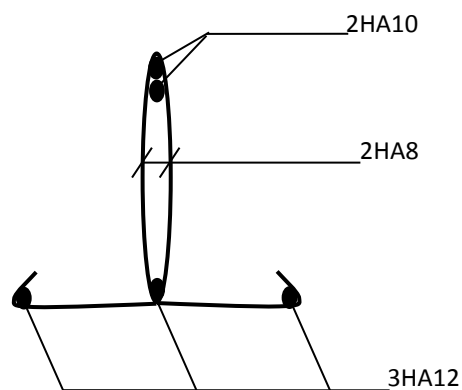


Figure III.2.a.8 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

ii) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « 3 » ou « 5 ».

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{21}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,6cm$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

iii) Espacement des armatures : (Art .A.5.1.22.BAEL91)**➤ Vérification à l'ELU :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,1cm, 40cm) = 17,1cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

➤ Condition de non fragilité :**• En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1/400 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 19 \times 2,1/400 = 0,275 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,275 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$V_u^{\max} = 23.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 23,45 \times 10^3 / 120 \times 190$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (3 \times 14) = 131,88 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,45 \times 10^3}{0,9 \times 190 \times 131,88} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)**

• **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 19 \times 12 = 136,8 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 23,45 \text{ KN} < \bar{V}_u = 136,8 \text{ KN}$$

• **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{40} \left(23,45 + \frac{12,88}{0,9 \times 19} \right) = 0,69$$

$\Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **L'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 49,47 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 49,47 = 19,79 \text{ cm}$$

$$L_s = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_u^{\max} = 23,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23,45 \times 10^3}{650 \times 190} = 0,189$$

$$\tau_u = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.a.9 Calcul à l'E.L.S :

➤ Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

▪ Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/ml} \\ Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{▪ } \underline{\text{E.L.S}} : q_s = G + Q = 6,83 \text{ KN / ml}$$

➤ Schéma statique de calcul :

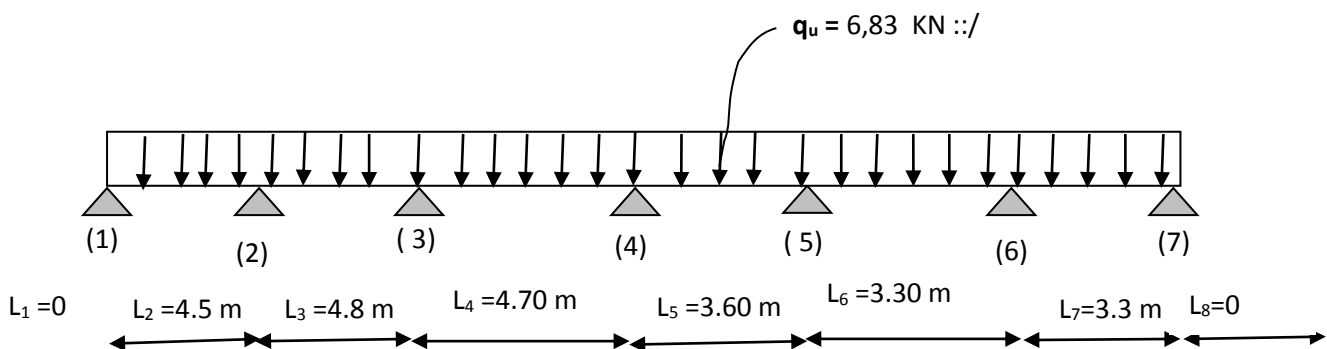


Figure III. 2.a.9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

$$M_{i-1} \ell_i + 2M_i (\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1} \ell_{i+1} = - \left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \ell_{i+1}^3}{4} \right)$$

$$\text{Pour } i=1 \dots\dots 2 M_1 + 1 M_2 + 0 M_3 + 0 M_4 + 0 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -34,55$$

$$\text{Pour } i=2 \dots\dots 4,5 M_1 + 18,6 M_2 + 4,8 M_3 + 0 M_4 + 18,6 M_2 + 4,7 M_3 + 0 M_4 = -344,36$$

$$\text{Pour } i=3 \dots\dots 4,8 M_2 + 19 M_3 + 4,7 M_4 + 0 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -366,08$$

$$\text{Pour } i=4 \dots\dots 4,7 M_3 + 16,6 M_4 + 3,6 M_5 + 0 M_6 + 0 M_7 = -256,87$$

$$\text{Pour } i=5 \dots\dots 3,6 M_4 + 13,8 M_5 + 3,3 M_6 + 0 M_7 = -140,97$$

$$\text{Pour } i=6 \dots\dots 3,3 M_5 + 13,2 M_6 + 3,3 M_7 = -122,66$$

Pour $i=7 \dots 3,3 M_6 + 6,6 M_7 = -61,33$

➤ **Sous forme matricielle :**

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,5 & 18,6 & 4,8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,8 & 19 & 4,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4,7 & 16,6 & 3,6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,6 & 13,8 & 3,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 13,2 & 3,3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 6,6 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -34,55 \\ -344,36 \\ -366,08 \\ -256,87 \\ -140,97 \\ -122,66 \\ -61,33 \end{pmatrix}$$

Pour la résolution de cette matrice avec sept inconnus en utilise un logiciel « MATLAB »

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -11,1185 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -12,3129 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -13,6054 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -10,3138 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = -6,0321 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = -2,2415 \text{ KN.m.}$$

$$M_7 = -6,1717 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

Le moment en travée à la distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

Avec : x : La position du point dont le moment en travée est maximum.

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \cdot l_{i+1}}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{\max}(m)$	Valeur de $M_{\max}(kn.m)$
1-2	4,5	2,21	5,58
2-3	4,8	2,36	6,69
3-4	4,7	2,45	6,93
4-5	3,6	1,73	2,98
5-6	3,3	1,81	3,16
6-7	3,3	1,47	3,09

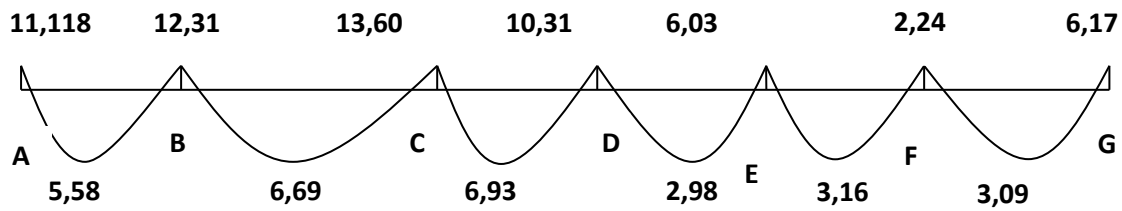


Figure III.2.a.10 : Diagramme des moments fléchissant

On majore les moments en travées par 1/3 et on minore les moments sur appuis par 1/3 car les moments calculés par cette méthode sont faits pour un matériau homogène (faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu) est on obtient le diagramme suivant :

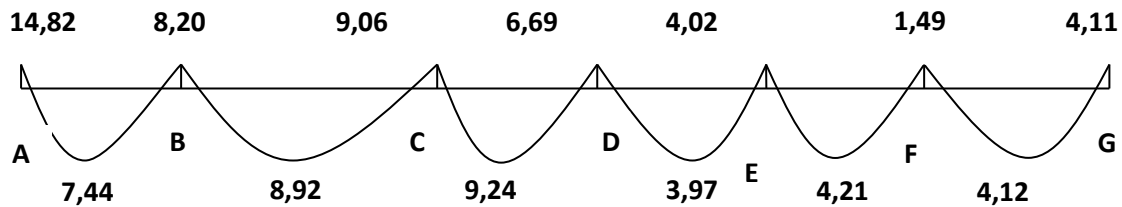


Figure III.2.a.11 : Diagramme des moments fléchissant

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

$$\text{pour } x = i \rightarrow V_u(i) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{pour } x = i + 1 \rightarrow V_u(i + 1) = -q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

En prend M en valeur algébrique (absolue)

Le tableau ci-après résume les efforts tranchants et les moments fléchissons dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_i (KN.M)	7,41	8,20	9,07	6,87	4,02	4,16
M_{i+1} (KN.M)	8,20	9,07	6,87	4,02	4,16	4,11
T_i (KN)	15,54	16,57	15,56	11,50	11,31	11,25
T_{i+1} (KN)	-15,19	-16,21	-16,51	-13,08	-11,22	-11,28

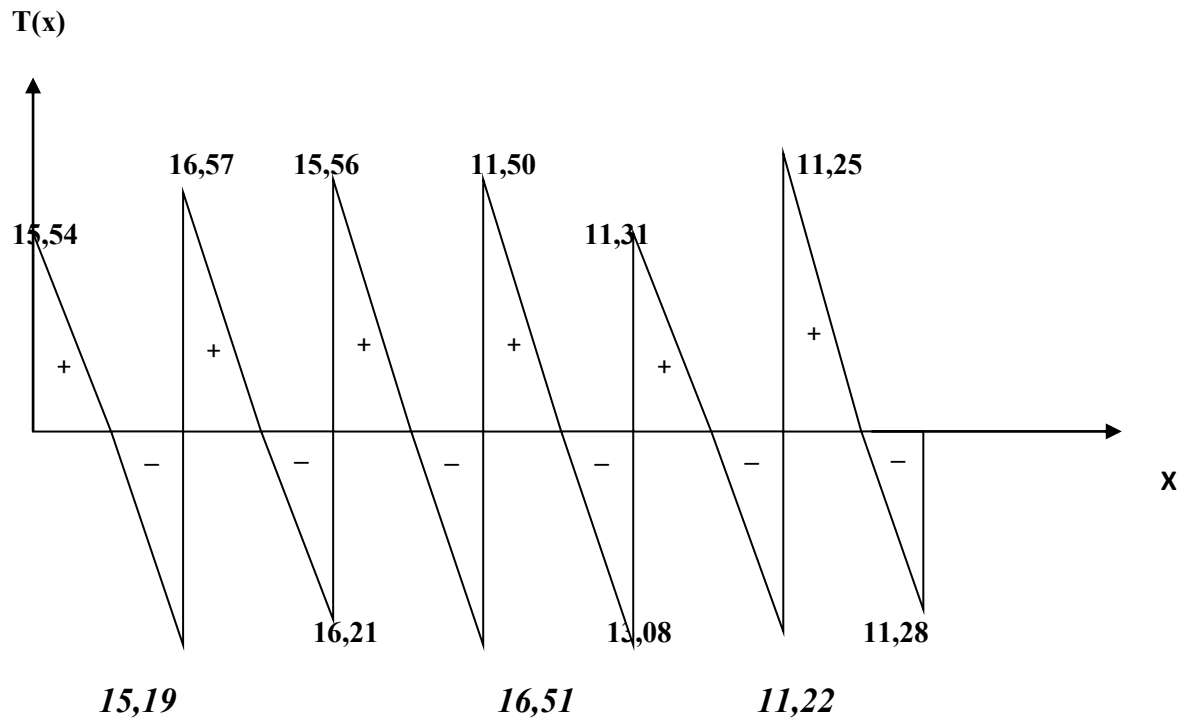


Figure III.2.a.12 : Diagramme des efforts tranchants

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.56}{12 \times 19} = 2.438$$

▪ **Interpolation :**

$$\frac{2.438 - 2.432}{2.475 - 2.432} = \frac{\beta_1 - 0.812}{0.811 - 0.812}$$

$$\beta_1 = 0.8118$$

$$\frac{2.438 - 2.432}{2.475 - 2.432} = \frac{\alpha_1 - 0.564}{0.567 - 0.564}$$

$$\alpha_1 = 0.563 \quad \text{-----} \rightarrow K = 0.085$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.24 \times 10^6}{0.8118 \times 19 \times 5.56 \times 10^3} = 107.74 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 9.15 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 19} = 1.486 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.061 \\ \alpha_1 = 0.481 \end{cases}$$

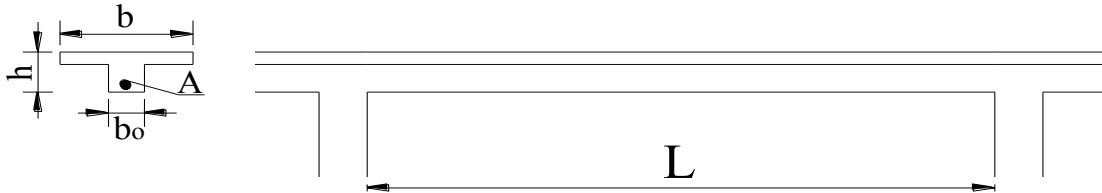
$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.07 \times 10^6}{0.8396 \times 19 \times 3.39 \times 10^3} = 167.71 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 10.23 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

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

On considère la plus longue travée de notre poutre définie par la figure ci-dessous :



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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{480} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

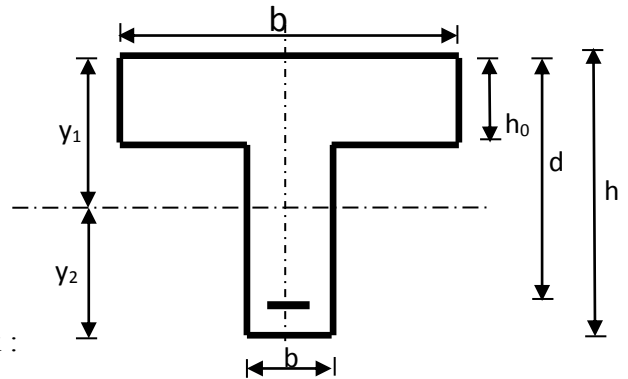
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \times 5.56$$

$$B_0 = 600.4 \text{ cm}^2$$



➤ **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 5.56 \times 19 = 4893.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{4893.1}{600.4} = 8.14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 8.14 = 12.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (8.14^3 + 12.86^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (8.14 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 5.56 (12.86 - 2)^2$$

$$I_0 = 29481.44 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.56}{12 \times 19} = 0,024$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,024} = 0.68$$

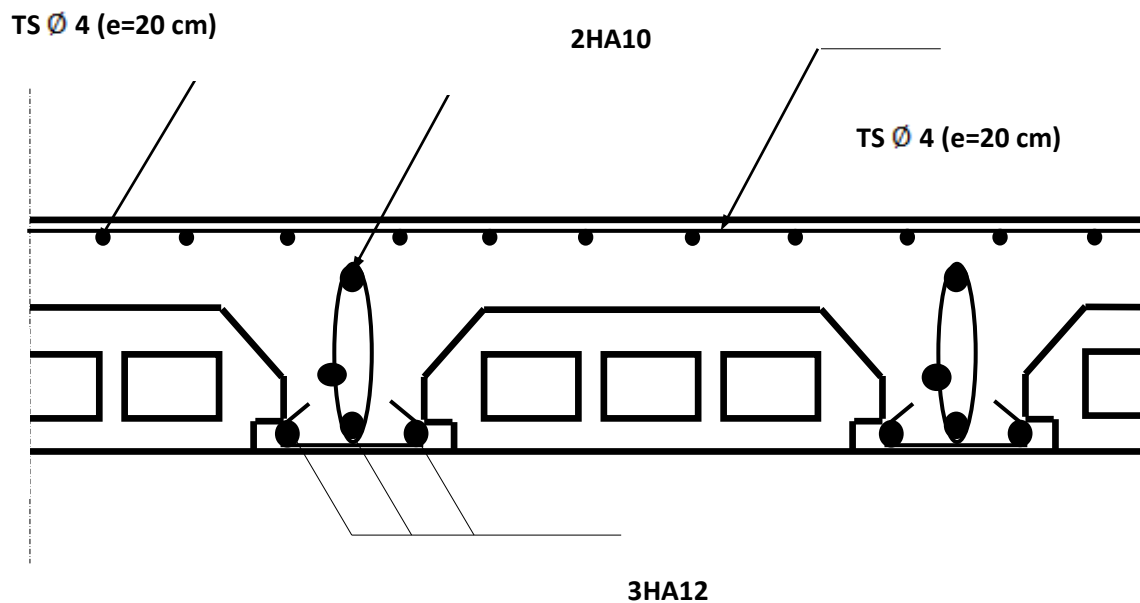
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,70 ; 0 \} = 0,70$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29481,44}{1 + 0,68 \times 0,70} = 21971,26 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,24 \times 4,80^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 21096,52 \times 10^{-8}} = 0,0089 \text{ m} < \bar{f} = 9,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



III.2.a.13 : Plan de ferrailage du plancher

III.2.b PLANCHER D'ETAGE COURANT**III.2.b.1 Après coulage de la dalle de compression :**

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

- ii) poids du plancher : $G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/ml}$.
- iii) surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

III.2.b.2 Combinaison d'actions :

- **L'ELU** : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.29 \text{ KN/ml}$
- **L'ELS** : $Q_s = G + Q = 4.55 \text{ KN/ml}$

➤ **Choix de la méthode :**

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/ml} < 2G = 7.16 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\frac{450}{480} = 0.93 ; \frac{480}{470} = 1.02 ; \frac{470}{360} = 1.30 ; \frac{360}{330} = 1.09 ; \frac{330}{330} = 1 \Rightarrow \text{Condition non vérifier}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

III.2.b.3 Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrement aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis et en travées.

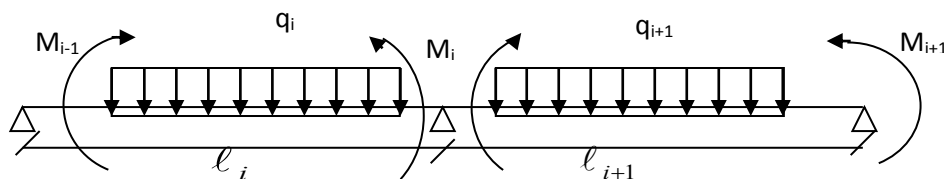


Figure III.2.b.1 : schéma statique de calcul des trois moments

ii) Moment aux appuis :

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

iii) Moments en travée :

$$M(x) = m(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}x$$

avec : $M(x)$: moment à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$: Moment isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q.L_{i+1}}{2}x - q\frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$M(x)$: prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire :

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

iv) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

III.2.b.4 Application :**i) Combinaison de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/ml} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **E.L.U**: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,29 \text{ KN / ml}$
- **E.L.S**: $q_s = G + Q = 4,55 \text{ KN / ml}$

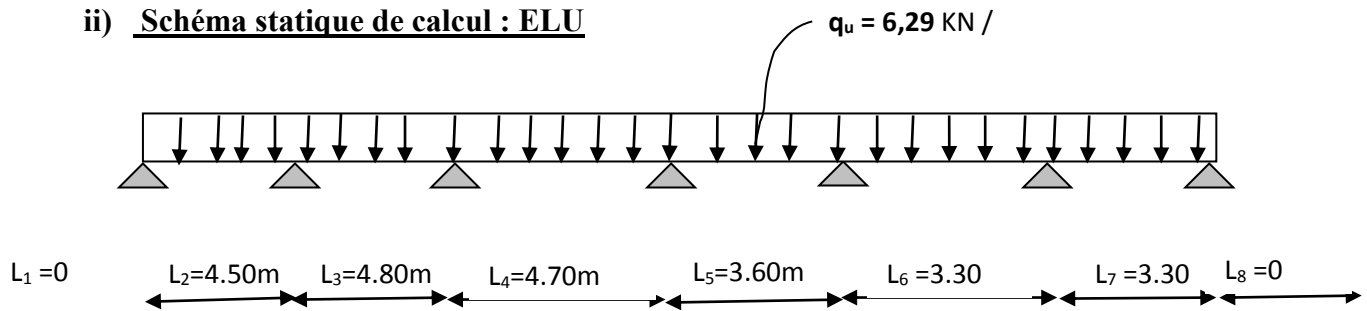
ii) Schéma statique de calcul : ELU

Figure III.2.b.2 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

$$\text{Pour } i=1 \dots 2M_1 + 1M_2 + 0M_3 + 0M_4 + 0M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -31,82$$

$$\text{Pour } i=2 \dots 4,5M_1 + 18,6M_2 + 4,8M_3 + 0M_4 + 18,6M_2 + 4,7M_3 + 0M_4 = -371,82$$

$$\text{Pour } i=3 \dots 4,8M_2 + 19M_3 + 4,7M_4 + 0M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -337,14$$

$$\text{Pour } i=4 \dots 4,7M_3 + 16,6M_4 + 3,6M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -236,56$$

$$\text{Pour } i=5 \dots 3,6M_4 + 13,8M_5 + 3,3M_6 + 0M_7 = -129,82$$

$$\text{Pour } i=6 \dots 3,3M_5 + 13,2M_6 + 3,3M_7 = -112,96$$

$$\text{Pour } i=7 \dots 3,3M_6 + 6,6M_7 = -56,48$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,5 & 18,6 & 4,8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,8 & 19 & 4,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4,7 & 16,6 & 3,6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,6 & 13,8 & 3,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 13,2 & 3,3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 6,6 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -31,82 \\ -371,82 \\ -337,14 \\ -236,56 \\ -129,82 \\ -112,96 \\ -56,48 \end{pmatrix}$$

Pour la résolution de cette matrice avec sept inconnus en utilise un logiciel « MATLAB » :

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -10,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -11,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -12,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -9,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = -5,55 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = -5,74 \text{ KN.m.}$$

$$M_7 = -5,68 \text{ KN.m.}$$

III.2.b.5 Calcul des moments en travées :

Le moment en travée à la distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

Avec : x La position du point dont le moment en travée est maximum.

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

Le tableau ci-après résume les moments fléchissons dans les différentes travées

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{\max}$ (m)	Valeur de $M_{\max}$ (kn.m)
1-2	4,5	2,28	5.12
2-3	4,8	2,36	6.19
3-4	4,7	2,45	6.39
4-5	3,6	1,97	8.18
5-6	3,3	1,64	2.91
6-7	3,3	1,65	2.85

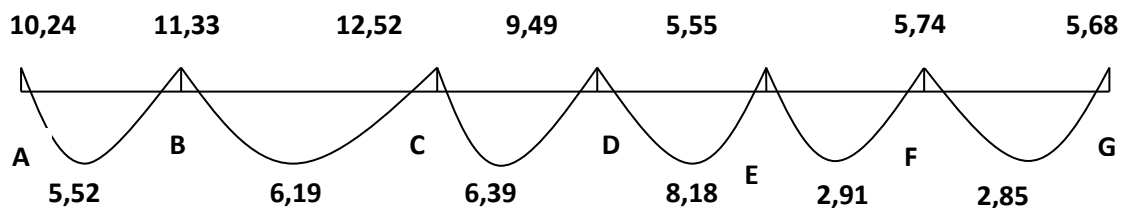


Figure III.2.b.3 : Diagramme des moments fléchissant

On majore les moments en travées par 1/3 et on minore les moments sur appuis par 1/3 car les moments calculés par cette méthode sont faits pour un matériau homogène (faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu) est on obtient le diagramme suivant :

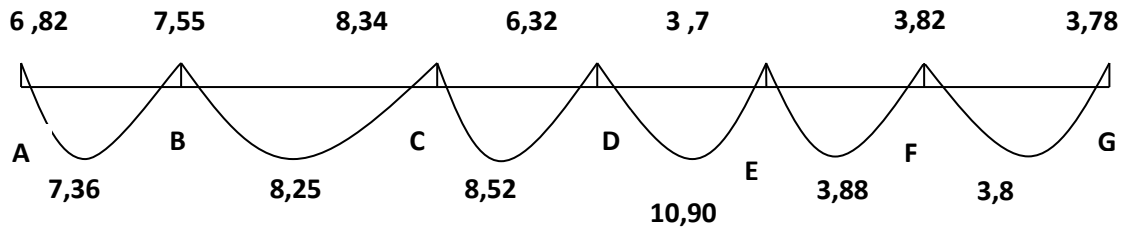


Figure III.2.b.4: Diagramme des moments fléchissant

III.2.b.6 Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

$$\text{pour } x = i \rightarrow V_u(i) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{pour } x = i + 1 \rightarrow V_u(i + 1) = -q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

En prend M en valeur algébrique (absolue)

Le tableau ci-après résume les efforts tranchants et les moments fléchissons dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_i (KN.M)	6.82	7.55	8.35	6.33	3.70	3.83
M_{i+1} (KN.M)	7.55	8.35	6.33	3.70	3.83	3.78
T_i (KN)	14.31	15.26	14.35	10.59	10.41	10.36
T_{i+1} (KN)	-13.99	-14.92	-15.21	-12.05	-10.33	-10.39

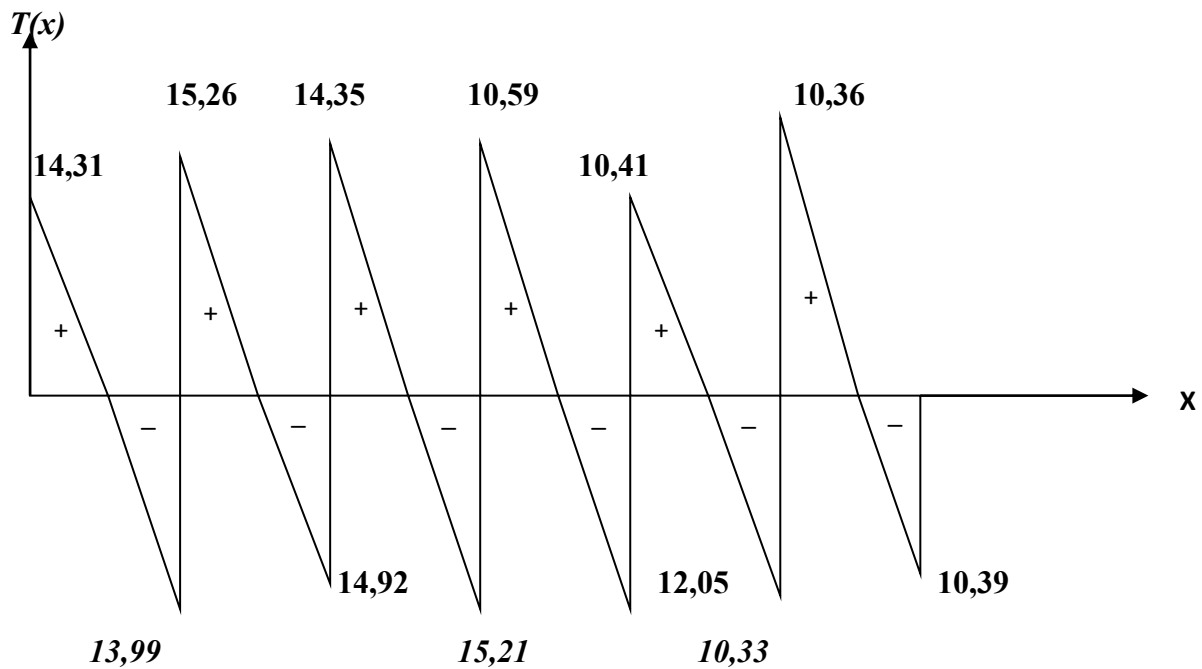


Figure III.2.b.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.b.7 Ferrailage à l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 10.90 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 8.35 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 21\text{cm}; h_0 = 5\text{cm}; d = 19\text{cm}$$

i) En travées :

$$M_t^{\max} = 13,132 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_0 = 78,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9,84 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

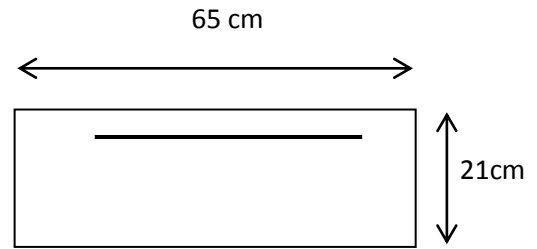
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 21) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.90 \times 10^5}{65 \times 19^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.90 \times 10^5}{0,984 \times 19 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.67 \text{ cm}^2$$

**Remarque:**

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

ii) Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.35 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =21cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.35}{0,12 \times (0,19)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.135.$$

$$\mu = 0,135 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.135 \Rightarrow \beta = 0,9275$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.35 \times 10^4}{0,9275 \times 0,19 \times 348 \times 10^3} = 1.361 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.361 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

$$\mathbf{\underline{En travée : } 3 HA14 = 4.62 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{\underline{Aux appuis : } 3HA12 \text{ cm}^2 = 3,39 \text{ cm}^2.}$$

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

NB :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en HA12 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en HA12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

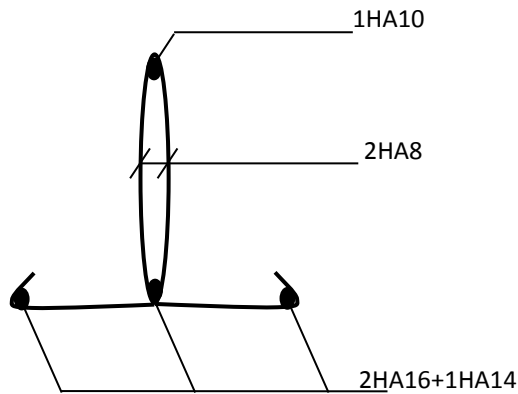


Figure III.2.b.6: Plan de ferrailage de la poutrelle en travée

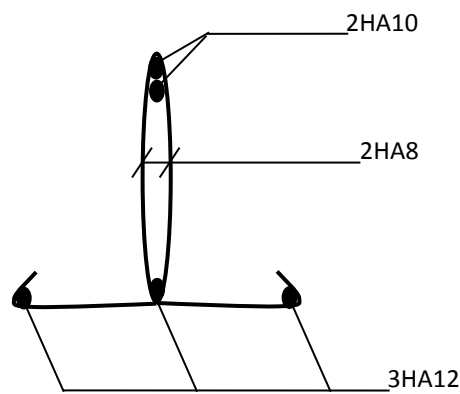


Figure III.2.b.7 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « 3 » ou « 5 ».

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{21}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,6cm$$

On adopte : 2 HA8 = 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

c) Espacement des armatures : (Art A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,1cm, 40cm) = 17,1cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

III.2.b.8 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

▪ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1/400 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 19 \times 2.1/400 = 0.275 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.361 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.275 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$V_u^{\max} = 15.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15.26 \times 10^3 / 120 \times 190$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.26 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 131.88} = 0.676 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.676 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)**

▪ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 19 \times 12 = 136.8 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 15.26 \text{ KN} < \bar{V}_u = 136.8 \text{ KN}$$

▪ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9 d} \right)$$

$$A_a = 1.361 \geq \frac{1.15}{40} \left(15.26 + \frac{8.35}{0.9 \times 19} \right) = 0.45$$

$\Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **L'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 49,47 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 49,47 = 19,79 \text{ cm}$$

$$L_s = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 15,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15,26 \times 10^3}{650 \times 190} = 0,123$$

$$\tau_u = 0,123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1, 2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4,347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.b.9 Calcul à l' E L S :➤ **Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)**▪ **Combinaison de charge :**

$$\begin{cases} G = 5,51 \times 0,65 = 3,58 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 4,55 \text{ KN / m}$$

▪ Schéma statique de calcul :

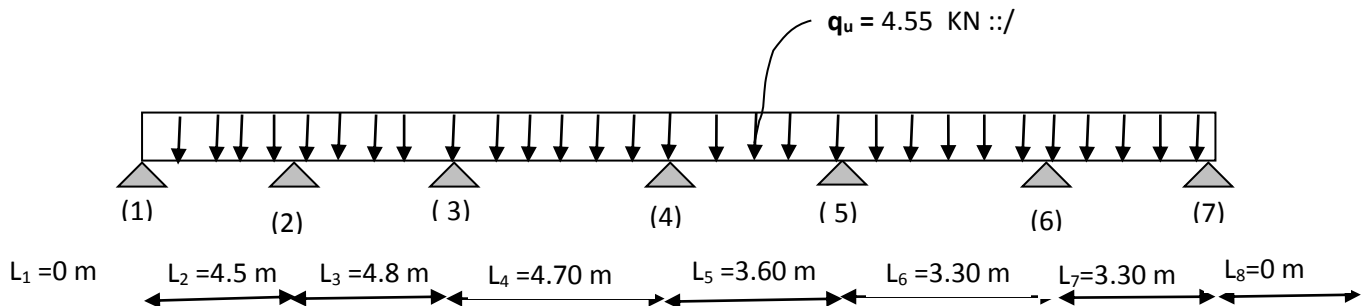


Figure III.2.b.8 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

$$\text{Pour } i=1 \dots 2M_1 + 1M_2 + 0M_3 + 0M_4 + 0M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -23.02$$

$$\text{Pour } i=2 \dots 4,5M_1 + 18,6M_2 + 4,8M_3 + 0M_4 + 18,6M_2 + 4,7M_3 + 0M_4 = -229.41$$

$$\text{Pour } i=3 \dots 4,8M_2 + 19M_3 + 4,7M_4 + 0M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -243.88$$

$$\text{Pour } i=4 \dots 4,7M_3 + 16,6M_4 + 3,6M_5 + 0M_6 + 0M_7 = -171.12$$

$$\text{Pour } i=5 \dots 3,6M_4 + 13,8M_5 + 3,3M_6 + 0M_7 = -93.91$$

$$\text{Pour } i=6 \dots 3,3M_5 + 13,2M_6 + 3,3M_7 = -81.71$$

$$\text{Pour } i=7 \dots 3,3M_6 + 6,6M_7 = -40.85$$

▪ Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,5 & 18,6 & 4,8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,8 & 19 & 4,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4,7 & 16,6 & 3,6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,6 & 13,8 & 3,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 13,2 & 3,3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,3 & 6,6 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \\ M_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -23.02 \\ -229.41 \\ -243.88 \\ -171.12 \\ -93.91 \\ -81.71 \\ -40.85 \end{pmatrix}$$

Pour la résolution de cette matrice avec sept inconnus en utilise logiciel « **MATLAB** » :
La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -7.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -8.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -9.06 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -6.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = -4.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = -4.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_7 = -4.11 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

Le moment en travée à la distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

Avec : x : La position du point dont le moment en travée est maximum.

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{\max}(m)$	Valeur de $M_{\max}(kn.m)$
1-2	4,5	2,21	3,72
2-3	4,8	2,36	4,47
3-4	4,7	2,45	4,62
5	3,6	1,97	2
5-6	3,3	1,64	2,11
6-7	3,3	1,65	2,06

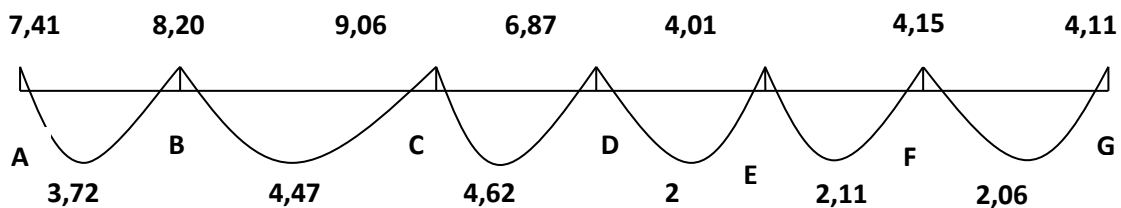


Figure III.2.b.9 : Diagramme des moments fléchissant

On majore les moments en travées par 1/3 et on minore les moments sur appuis par 1/3 car les moments calculés par cette méthode sont faits pour un matériau homogène (faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu) est on obtient le diagramme suivant :

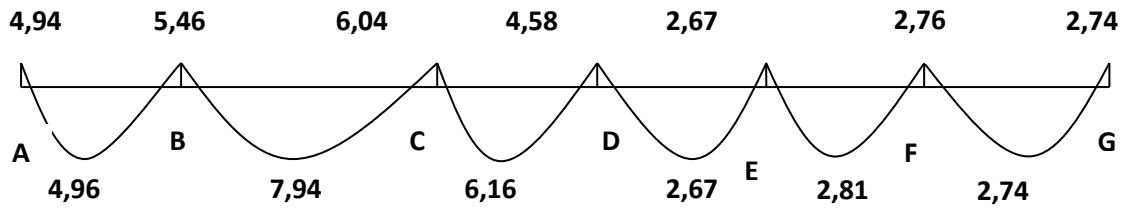


Figure III.2.b.10 : Diagramme des moments fléchissant

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

$$\text{pour } x = i \rightarrow V_u(i) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{pour } x = i + 1 \rightarrow V_u(i + 1) = -q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

En prend M en valeur algébrique (absolue)

Le tableau ci-après résume les efforts tranchants et les moments fléchissons dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_i (KN.M)	4.93	5.46	6.04	4.58	2.67	2.77
M_{i+1} (KN.M)	5.46	6.04	4.58	2.67	2.77	2.74
T_i (KN)	10.35	11.04	10.38	7.65	7.53	7.49
T_{i+1} (KN)	-10.11	-10.79	-11.003	-8.72	-7.47	-7.51

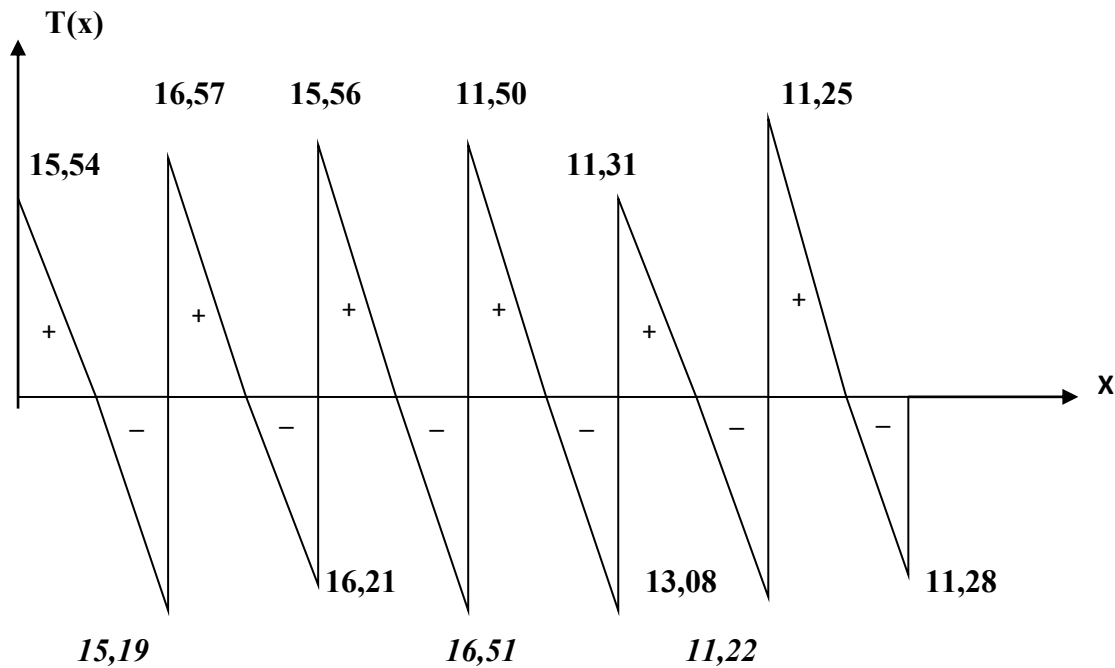


Figure III.2.b.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.b.10 Les vérifications**➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$$

▪ En travée :

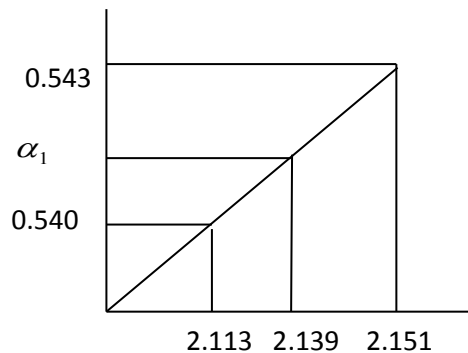
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 19} = 2.026$$

▪ Interpolation :

$$\frac{2.026 - 2.004}{2.040 - 2.004} = \frac{\beta_1 - 0.823}{0.822 - 0.823}$$

$$\beta_1 = 0.8223$$

$$\frac{2.026 - 2.004}{2.040 - 2.004} = \frac{\alpha_1 - 0.531}{0.534 - 0.531}$$



$$\alpha_1 = 0.532 \quad \text{-----} \rightarrow K = 0.075$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.16 \times 10^6}{0.8223 \times 19 \times 4.62 \times 10^3} = 85.34 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 6.40 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 19} = 1.486 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.061 \\ \alpha_1 = 0.481 \end{cases}$$

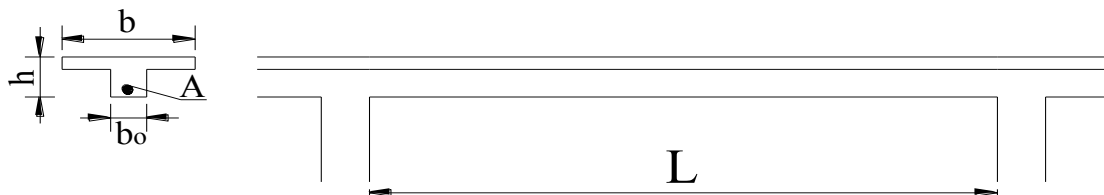
$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.04 \times 10^6}{0.8396 \times 19 \times 3.39 \times 10^3} = 111.68 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 6.81 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

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

On considère la plus longue travée de notre poutre définie par la figure ci-dessous :



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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

▪ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{I_0 \cdot I_1}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

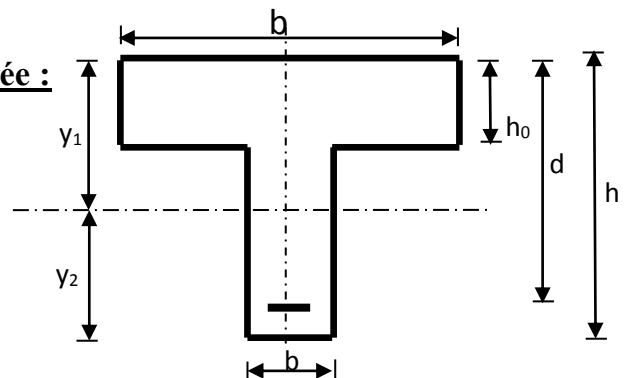
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

▪ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 586.3 \text{ cm}^2$$



▪ **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 19 = 4625.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4625.2}{586.3} = 7.88 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7.88 = 13.12 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.88^3 + 13.12^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (7.88 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (13.12 - 2)^2$$

$$I_0 = 27782.42 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 19} = 0.020$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.020} = 0.822$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.41 ; 0 \} = 0.41$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 27782.42}{1 + 0.68 \times 0.41} = 23897.92 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{6.16 \times 4.80^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 23897.92 \times 10^{-8}} = 0.0054 \text{ m} < \bar{f} = 9.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

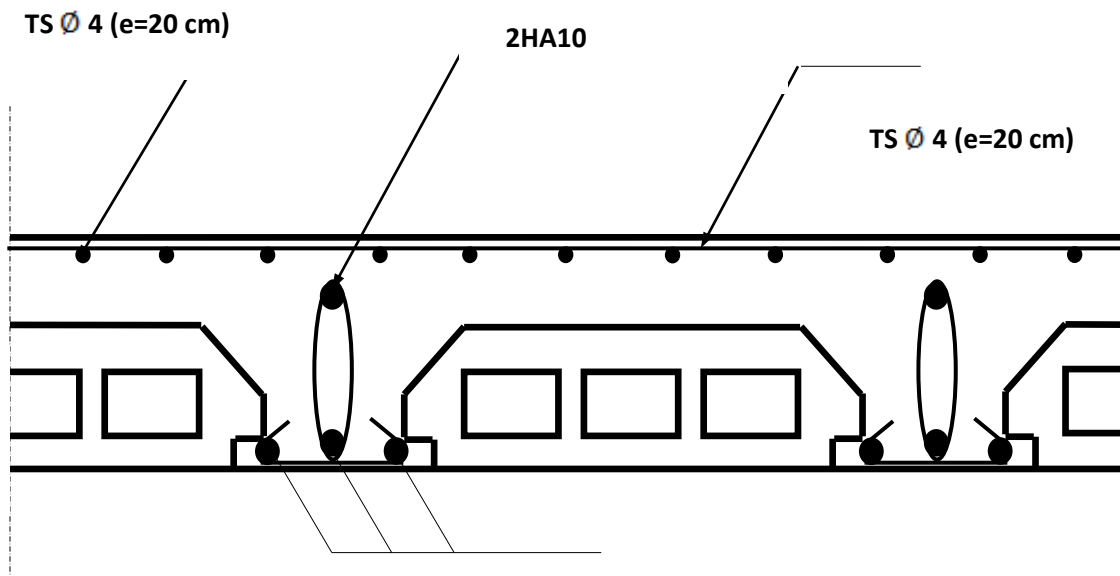


Figure III.2.b.12 : Plan de ferrailage du plancher

III-3) Calcul des escaliers :**III.3.1) Introduction :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

III.3.2) Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou Arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des Objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches Successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux Contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte L'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

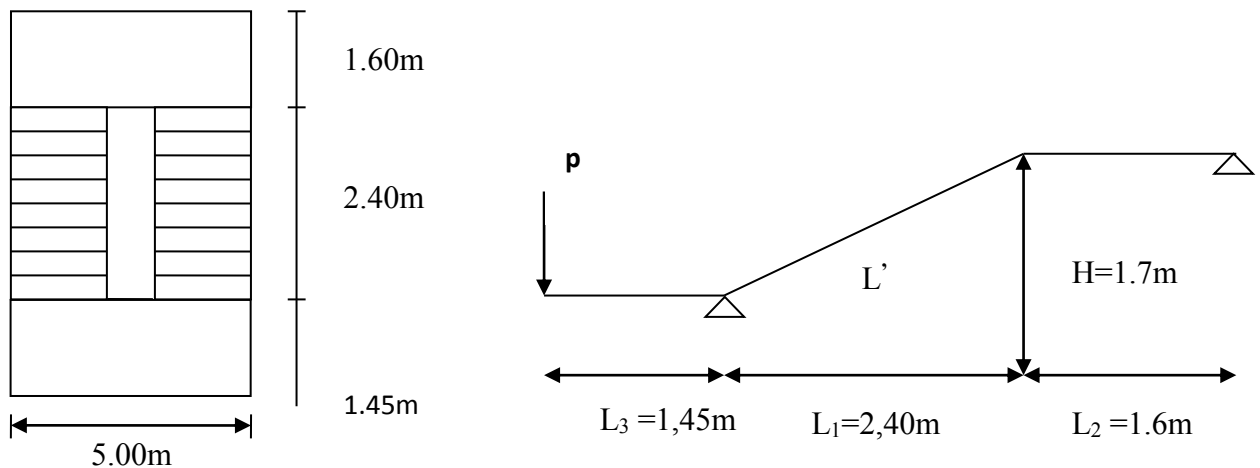
III.3.3) Types d'escaliers : notre bâtiment comporte trois types d'escaliers

- **Escaliers de RDC:** trois volée avec deux paliers de repos et un palier d'arriver.
- **Escaliers de SOUS SOL :** trois volée avec deux paliers de repos et un palier d'arriver avec poutre brisée
- **Escaliers de l'étage courants :** deux volées avec un palier de repos et un palier d'arriver

On va étudier seulement les escaliers de l'étage courant.

N.B : Les deux volés sont identiques, donc le calcul se fera par un seul sens.

- Les escaliers sont schématisés de la façon suivante :



i) Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $57\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18\text{cm}$

g : giron de la marche avec $g \geq 23\text{cm}$

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $H = 3,06/2 = 1,53\text{m}$

-Largeur de la volée : $L_v = 2,40\text{m}$.

La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche

n = 9

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 18\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30\text{cm} > 23\text{cm}.$$

ii) Vérification :

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

La paillasse est considérée comme une dalle inclinée d'épaisseur « e » telle que :

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29,54^\circ$$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1.45 + \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.60 = 5.80\text{m}$$

$$\Rightarrow 0,193\text{m} \leq e \leq 0,232\text{m} \quad \Rightarrow \quad e = 20\text{cm}$$

iii) Volée : Le calcul sera effectué pour une seule volée

Eléments	Poids propre [kN/m ²]
- Poids propre de la paillasse (20 cm)	$(0,20 \times 25) / \cos \alpha = 5,74 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche (17 cm)	$(0,17 \times 25) / 2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Chappe (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Enduit ciment (2 cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Garde-corps	$= 0,30 \text{ kN/m}^2$
Charges permanentes	$G_v = 9,37 \text{ kN/m}^2$
Charges d'exploitation	$Q_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$

iv) Palier :

Eléments	Poids propre [kN/m ²]
- poids propre du palier (20 cm)	$0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable (3 cm)	$0,03 \times 17 = 0,51 \text{ kN/m}^2$
- Chappe (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Enduit ciment (2 cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Garde-corps	$= 0,30 \text{ kN/m}^2$
Charges permanentes	$G_p = 7,01 \text{ kN/m}^2$
Charges d'exploitation	$Q_p = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III.3.4) Calcul de l'escalier :i) Combinaison de calcul :

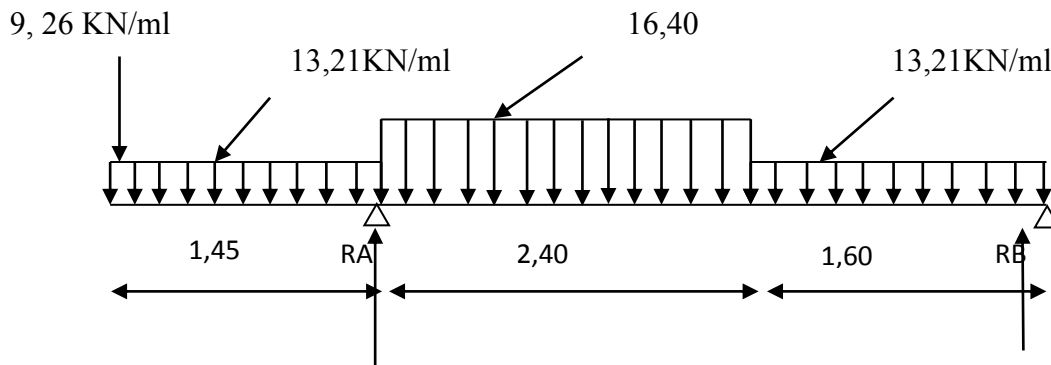
$$\begin{cases} G_v = 9,37 \text{ kN/m}^2 \\ G_p = 7,01 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

ii) Combinaison des charges et surcharges :Etat limite ultime : ELU :

Palier : $q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 7,01 + 1,5 \times 2,5 = 13,21 \text{ kN/m}$

Volée : $q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 9,37 + 1,5 \times 2,5 = 16,40 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_u = 1,35 G \times (h - e_p) = 1,35 \times 2,40 (3,06 - 0,20) = 9,26 \text{ kN/ml}$

iii) Calcul des efforts internes :a)-Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,45 \times 13,21 + 16,40 \times 2,4 + 1,6 \times 13,21 + 9,26 = 88,91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,6 + 2,4) + 13,21 \left(\frac{1,45^2}{2} \right) - 16,40 \times 2,4 \left(\frac{2,40^2}{2} \right) -$$

$$13,21 \times (1,6 \times 3,2) + 9,26 \times 1,45 = 0$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_B = 21,89 \text{ KN} \\ R_A = 67,02 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,45	13,21 x + 9,26	-6,605 x ² - 9,26x	0	9,26	0
			1,45	28,41	-27,31
1,45 ≤ x ≤ 3,85	16,40 x - 62,39	-8.2x ² + 62,39x - 100,53	1,45	-38,61	-27,21
			3,85	0,75	18,11
0 ≤ x ≤ 1.60	+13,21x - 21,89	-6,605x ² + 21,89x	0	21,89	0
			1.6	0,75	18,11

Tableau : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 16,40x - 62,39 = 0 \Rightarrow x = 3,80 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 18,13 \text{ KN.m}$$

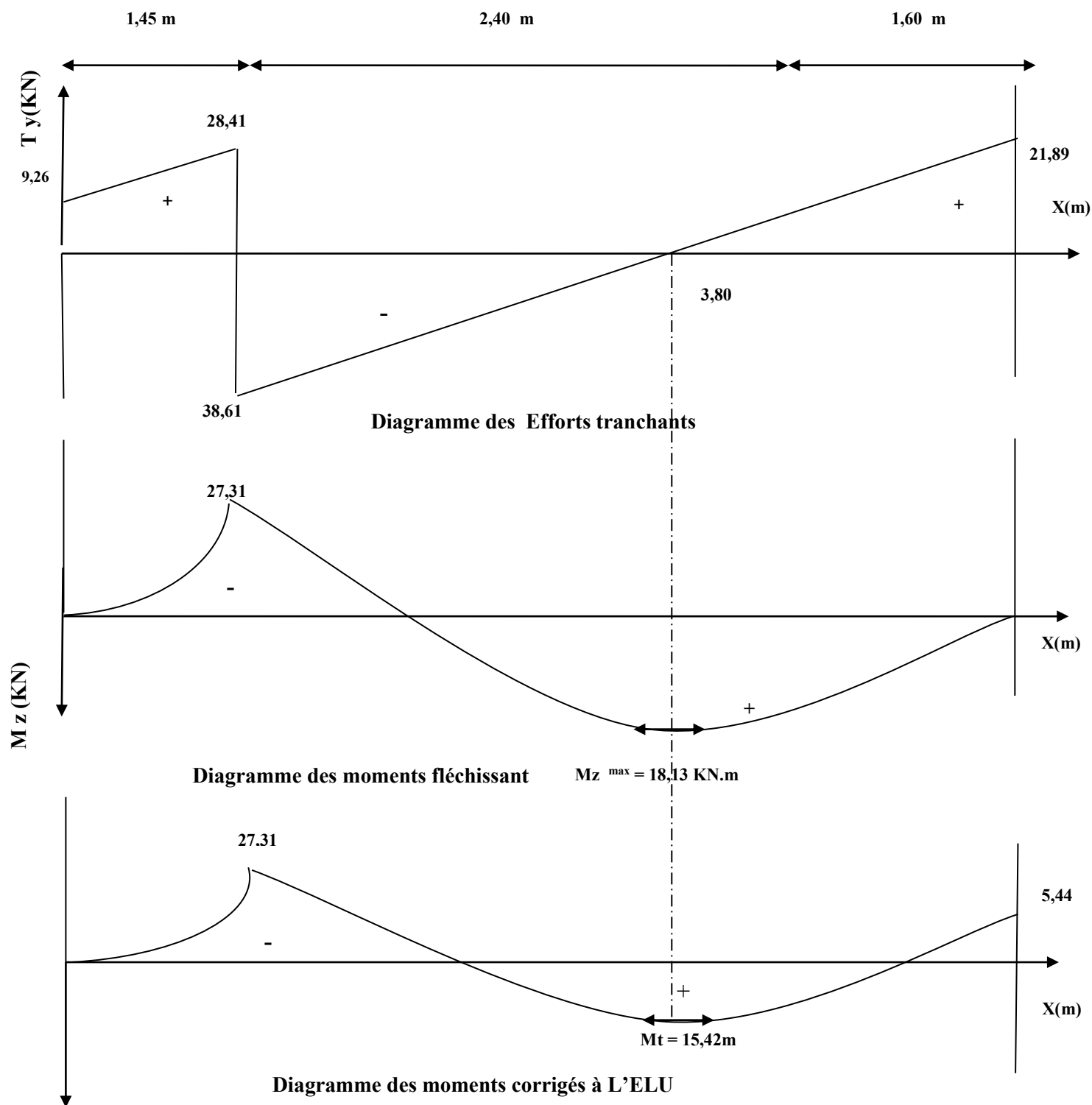
Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M _a)	(-0,3) x 18,13	-5,44
Moment en travée (M _t)	(0,85) x 18,13	15,41

Tableau : Les moments corrigés à l'ELU.

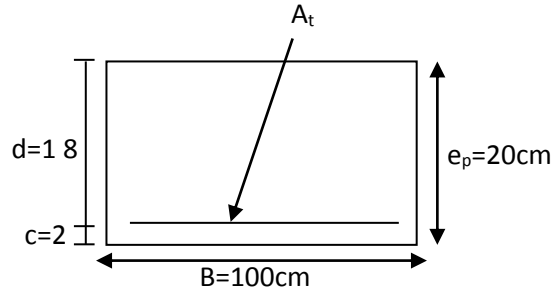
D'où : $\begin{cases} M_T \text{ travée} = 15,42 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -5,44 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -27,31 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 27,31 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU:



➤ **Ferraillage :**

L'escalier est calculé à la flexion simple à L'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux Intempéries les fissurations sont considéré peu nuisibles.



fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	γ_b	γ_s	d(m)	b _o (m)	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f _e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.18	1	14.17	348	400

Tableau : Caractéristiques géométriques et mécanique

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{lu} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}}$$

	M (kn.m)	μ	$\mu < \mu = 0.392$	β	A _{lu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} /ml (nØ)	St (cm)
Appui	5,44	0.012	Cv→SSA	0,994	0,87	2,17	2,01 (4HA8)	25
Travée	15,42	0.0335	Cv→SSA	0,9835	2,5	2,17	6,15 (4HA14)	25
Au point 0	27,31	0,059	Cv→SSA	0,9695	4,49	2,17	4,52 (4HA12)	25

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$$

	$A_r (cm^2)$	A_{adop}	St (cm)
Appui	0,502	4HA8 /ml	25
Travée	1,537	4HA8/ml	25
Au point 0	1,130	4HA8/ml	25

✓ **Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42/BAEL91)

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

Armatures	Condition	Remarque
Principales	$e \leq \min (3h, 33cm)$ $25cm \leq 33cm$	CV
Répartitions	$e \leq \min (4h, 45cm)$ $25cm \leq 45cm$	CV

✓ **Armatures transversales :**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0.2x \frac{f_{c28}}{\gamma b} = \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{38610}{180 \times 1000} = 0,215 MPa \leq 0.2x \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \overline{\tau_U}$$

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Ancrage des barres**

$$L_s = (\phi/4) * (f_e / \tau_{su})$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi s^2 f_{tj} \quad \text{avec } \psi s = 1 : \text{acier ronds lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = (1.2/4) * (400/2.84) = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.}$$

III.3.5) Vérification de la condition d'adhérence en travée : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 14$$

$$\tau_{se} = \frac{38.61 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 14} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.6) Vérification à l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{38.61 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2,37 \text{ MPa}$$

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

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi \varnothing$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = 2,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7) Etat limite service : ELS :

- **Volée:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9,37 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,87 \text{ KN/ml}$
- **Palier :** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (7,01 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,51 \text{ KN/ml}$
- **Mur:** $q_s = G \times (h - e_p) = 2,40 \times (3,06 - 0,20) = 6,864 \text{ KN/ml}$

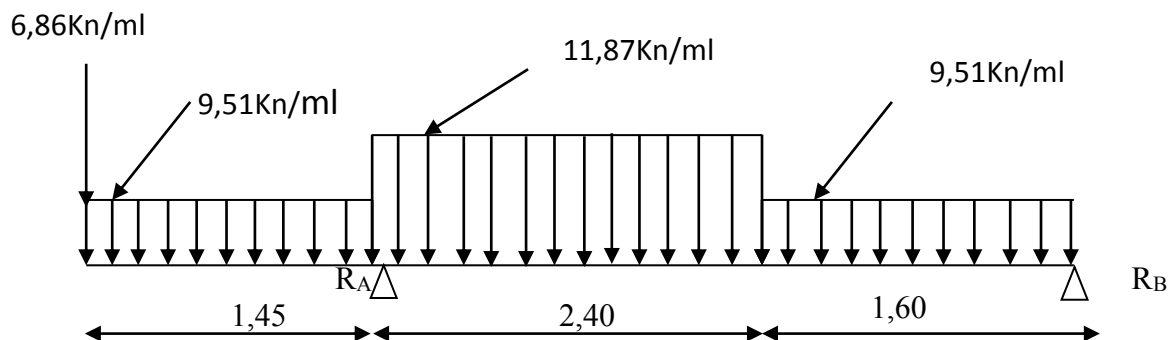
i) Calcul des efforts internes :**a)-Réactions d'appuis :**

Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,45 \times 9,51 + 11,87 \times 2,4 + 1,6 \times 9,51 + 6,864 = 64,35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B (1,6 + 2,4) + 9,51 \left(\frac{1,45^2}{2} \right) - 11,87 \times \left(\frac{2,40^2}{2} \right) -$$

$$9,51 \times (1,6 \times 3,2) + 6,864 \times 1,45 = 0$$

$$R_B = 15,73 \text{ KN}$$

$$R_A = 48,62 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,45	9,51 x + 6,86	-4,755 x ² - 6,864x	0	6,86	0
			1,45	20,65	-19,95
1,45 ≤ x ≤ 3,85	11,87 x - 45,18	-5,94x ² + 24,52x - 73	1,45	-27,97	-19,95
			3,85	0,52	13
0 ≤ x ≤ 1,60	-9,51x + 15,73	-4,755x ² + 15,73x	0	15,73	0
			1,6	0,52	13

Tableau : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 11,87x - 45,18 = 0 \Rightarrow x = 3,807 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 13,01 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremements.

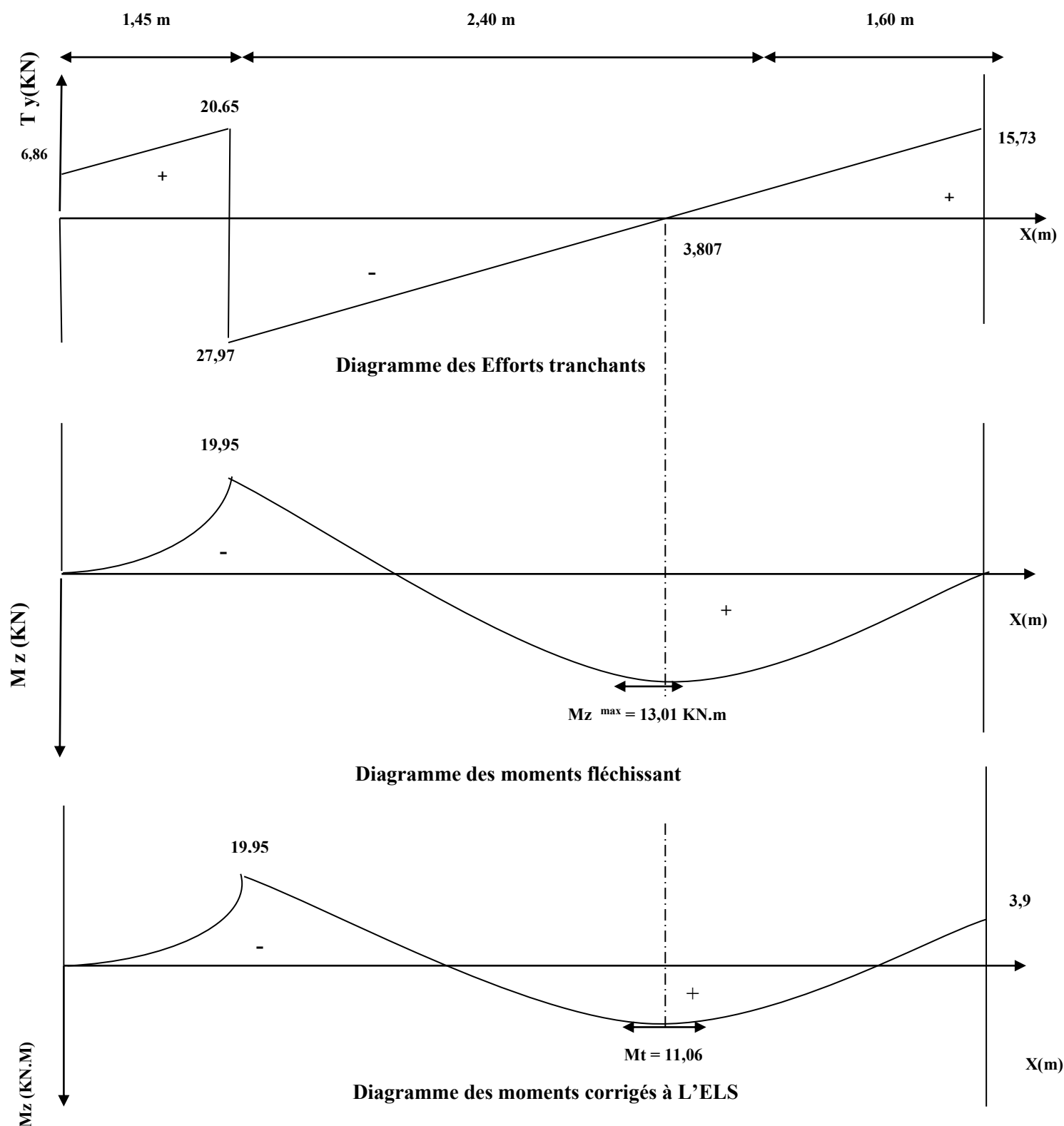
	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M _a)	(-0,3) x 13,01	-3,9
Moment en travée (M _t)	(0,85) x 13,01	11,06

Tableau : Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 11,06 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -3,9 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -19,95 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = -19,95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Diagramme des sollicitations à L'ELS :



III.3.8) Vérification à l'ELS:**i) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

ii) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0.111$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.957 \Rightarrow \alpha_1 = 0.129$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{19,95 \times 10^6}{0.957 \times 180 \times 201} = 576,18 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0,0098$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,0098 \times 576,18 = 5,64 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 18} = 0.342$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.909 \Rightarrow \alpha_1 = 0.273$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11,06 \times 10^6}{0.909 \times 180 \times 615} = 109,91 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.025$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 109,91 = 2,75 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

iii) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{5450} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

iv) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

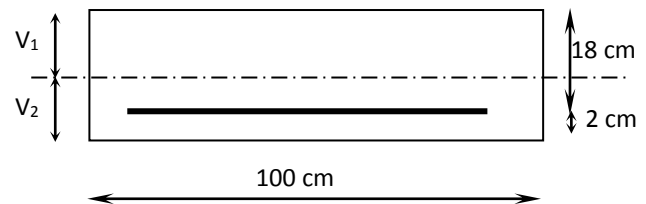
M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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



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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 6,15 \times 18) = 21660,5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6,15) = 2092,25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21660,5}{2092,25} = 10,35 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10,26 = 9,64 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((10,35)^3 + (9,64)^3) + 15 \times 6,15 \times (9,64 - 2)^2$$

$$I = 246305,16 \text{ cm}^4$$

v) Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 18} = 0,0034$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0034 \times ((2 + 3))} = 6,17$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 284,51 + 2,1} = 0,61$$

$$\mu = 0,61$$

vi) Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 246305,16}{1 + 1,5 \times 0,61} = 141480,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{14180,27 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{11,06 \times (5450)^2 \times 10}{10818,86 \times 141480,77} = 4,15 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{4,15 \text{ mm}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5450}{500} = 10,90 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.1) La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.4.2) Pré dimensionnement :

- **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.

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow$ on opte pour $h_t = 40\text{cm}$.

- **Largeur :**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

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

D'où : $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm} \rightarrow$ on opte pour $b = 30\text{cm}$.

Vérification relative aux exigences du RPA :(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$ $30 \geq 20\text{cm}$ $\longrightarrow$ condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $40 \geq 30\text{cm}$ $\longrightarrow$ condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$ $40/30 = 1.33 < 4$ $\longrightarrow$ condition vérifiée

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.4.3) détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :
 $G=25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :
 $Q= 2.5 \text{ KN /ml}$
- L'effort tranchant à l'appui A :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } R_a = 67,89 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_a = 48,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.4.4) Combinaison de charges:

- **ELU :** $q_u = 1,35G + R_a$
 $q_u = (1,35 \times 3) + 67,89$
 $q_u = 71,94 \text{ kN/ml}$
- **ELS :** $q_s = G + R_a$
 $q_s = 3 + 48,02$
 $q_s = 51,02 \text{ kN/ml}$

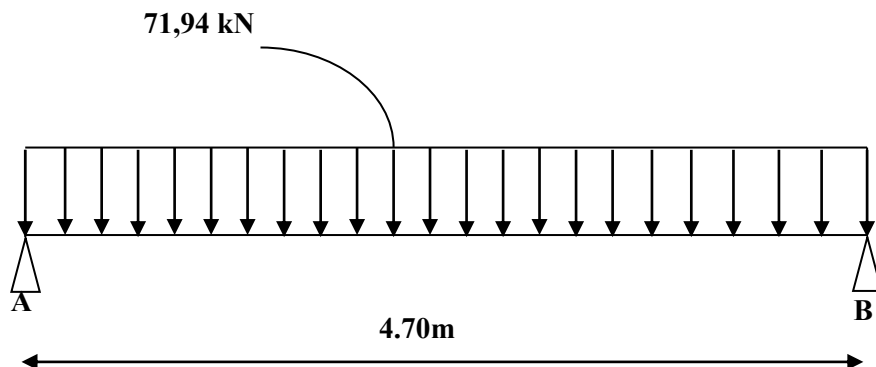
III.4.5) Calcul des efforts internes à l'ELU :

Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{71,94 \times 4,70}{2} = 169,94 \text{ KN}$$
- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{71,94 \times 4,70^2}{8} = 198,50 \text{ KN}$$
- Moment corrigé :
En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 198,50 = 168,72 \text{ kN.m}$
Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 198,50 = -59,55 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:
 $T_{\max} = 169,94 \text{ KN}$
- Diagramme des efforts interne

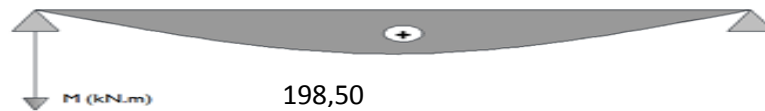


Figure III.4.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

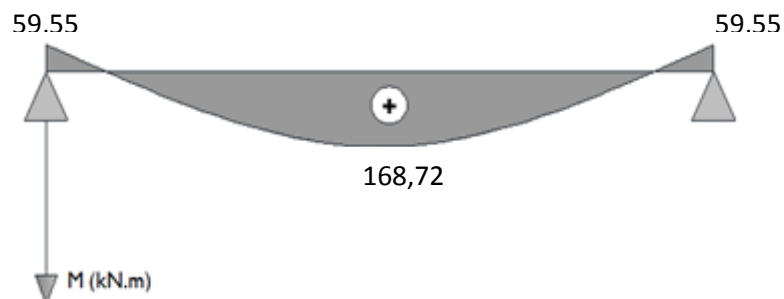


Figure III.4.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

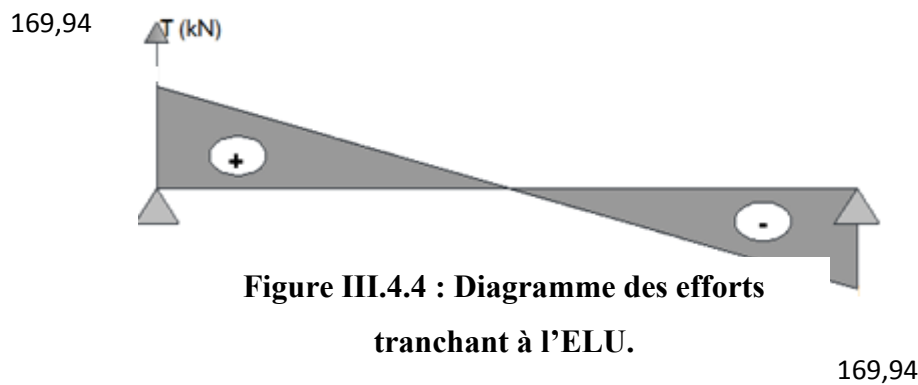


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

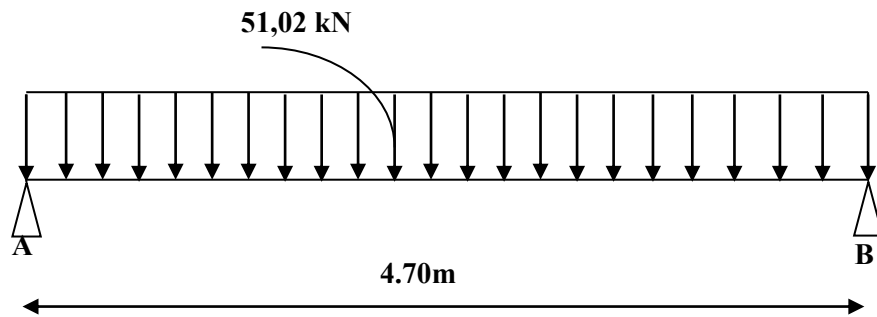
III.4.6) Calcul des efforts internes à l'ELS :

Figure III.4.5 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{51,02 \times 4,70}{2} = 119,89 \text{ kN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{51,02 \times 4,70^2}{8} = 140,87 \text{ kN}$$

- Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 140,87 = 119,74 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0,3 M_0 = -0,3 \times 140,87 = -42,26 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = 119,89 \text{ kN}$$

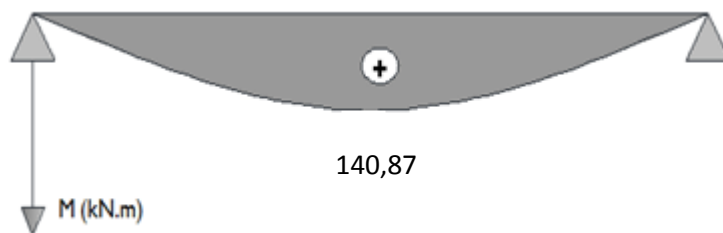
i) Diagramme des efforts interne

Figure III.4.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

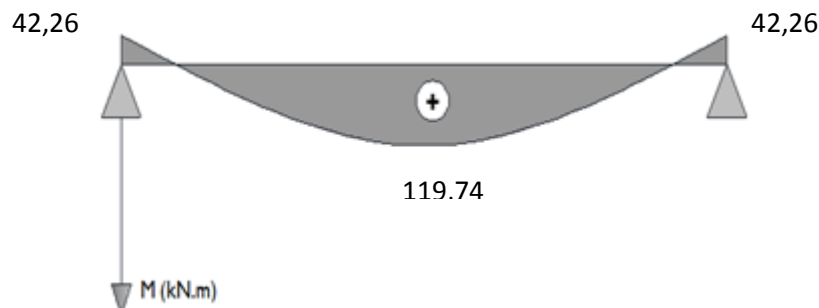


Figure III.4.7: Diagramme des moments corrigés à l'ELS.

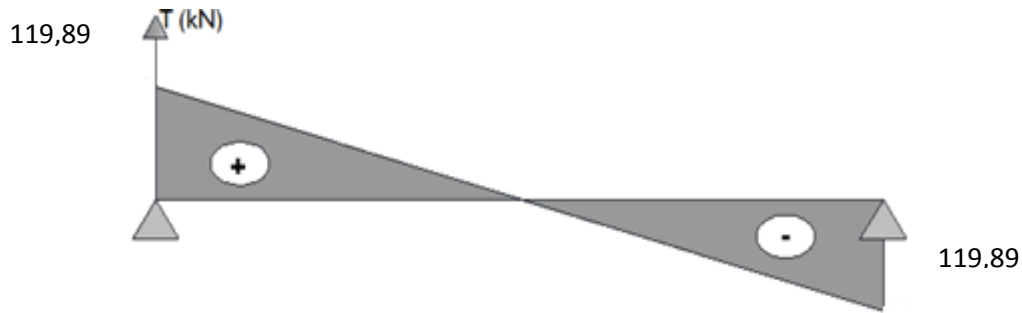


Figure III.4.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.4.7) ferraillage à ELU:a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$
- $M_t = 168,72 \text{ KN.m}$
- $b = 30 \text{ cm.}$
- $d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{168,72 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.274$$

$\mu = 0.274 < \mu_l 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0.274 \rightarrow \beta = 0.836$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_t = \frac{168,72 \times 10^3}{0.836 \times 38 \times 348} = 15,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3HA16 + 3HA20 = 15,45 \text{ cm}^2.$$

b. En appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,2 \text{ MPa.}$
- $M_a = 59,55 \text{ KN.m}$
- $b = 30 \text{ cm.}$
- $d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{59,55 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,096$$

$\mu = 0,096 < \mu_l 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_a = \frac{59,55 \times 10^3}{0,949 \times 38 \times 348} = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2.$$

➤ vérification à ELU:i) 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 :

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$
- $f_e = 400 \text{ MPa.}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 15,45 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Condition vérifiée.

ii) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : $T_{\max}$: effort tranchant.

$$T_{\max} = 169,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{169,94 \times 10}{30 \times 38} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

Avec :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

iii) 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.
 $T_{\max} = 169,94 \text{ KN}$
- a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 684 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 169,94 \text{ KN} \leq 684 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e} < A$$

Avec :

- $Y_s = 1.15$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- $M_a = 59,55 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} = 169,94 \text{ KN}$

$$(169,94 - \frac{59,55}{0.9 \times 38}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 4,83 \text{ cm}^2 < A_a = 6,03 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

iv) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times (1,6+2) = 33,912 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{169,94}{0.9 \times 38 \times 33,912} \times 10 = 0,146 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,146 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

v) Calcul des armatures transversal :

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

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- $\emptyset_t$: diamètre des armatures transversal.
- $\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, 2, \frac{30}{10} \right\} = \min \{1.14, 2, 3\} = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

En prend un cadre et un étrier de HA8.

vi) Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \varnothing_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 2, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{10, 24, 30 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

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

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

III.4.8) vérification à ELS:**i) 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.

ii) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

❖ En travée :

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

- $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

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

Avec :

- $M_s = 119,74 \text{ KN.m}$
- $A_s = 15,45 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 15,45}{30 \times 38} = 1,147$

$$\rho_1 = 1,147 \rightarrow \beta_1 = 0.845 \rightarrow K_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{119,74 \times 10^3}{0.845 \times 38 \times 15,45} = 241,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{28,48} \times 241,36 = 8,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ . Aux appuis :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

- $M_s = 42,26 \text{ KN.m}$
- $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 38} = 0,518$

$$\rho_1 = 0,518 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{42,26 \times 10^3}{0,892 \times 38 \times 6,03} = 206,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{31,30} \times 206,75 = 6,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée**iii) 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 = 40 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 440 cm)
- **M_t** : moment max en travée. (M_t = 119,74)
- **M₀** : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 140,87 KN)
- **A_t** : section des armatures. (A_t = 15,45 cm²)
- **b** : largeur de la nervure. B = 30 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 40 - 2 = 38 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$2) \frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{119,74}{10 \times 140,87} = 0,0850$$

Condition vérifiée.

$$3) \frac{A_t}{b d} = \frac{15,45}{30 \times 38} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- (3HA16 +3HA20) filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 16 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

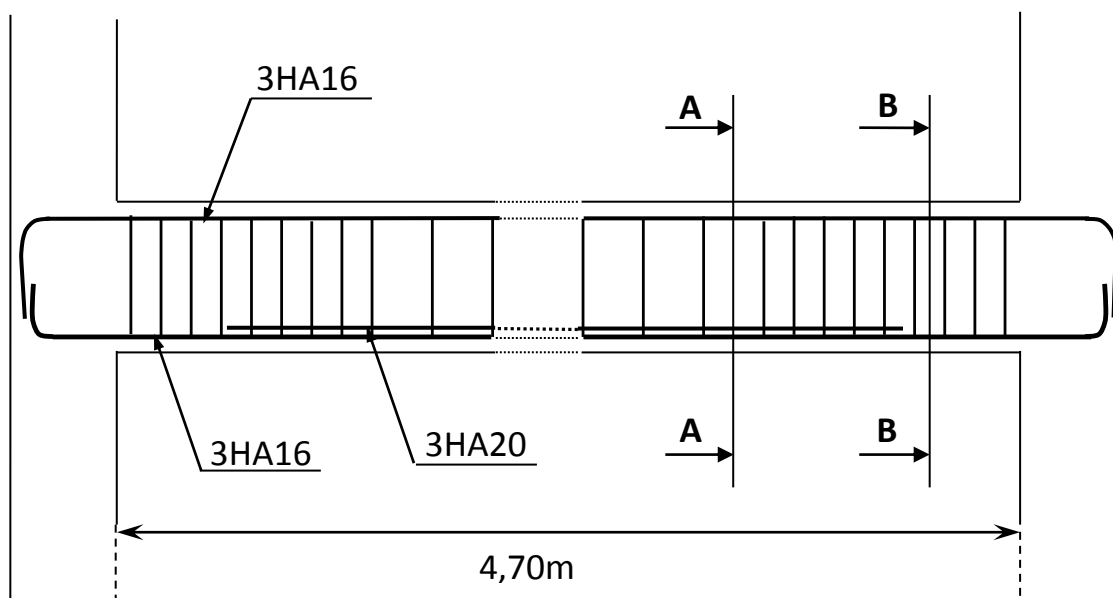
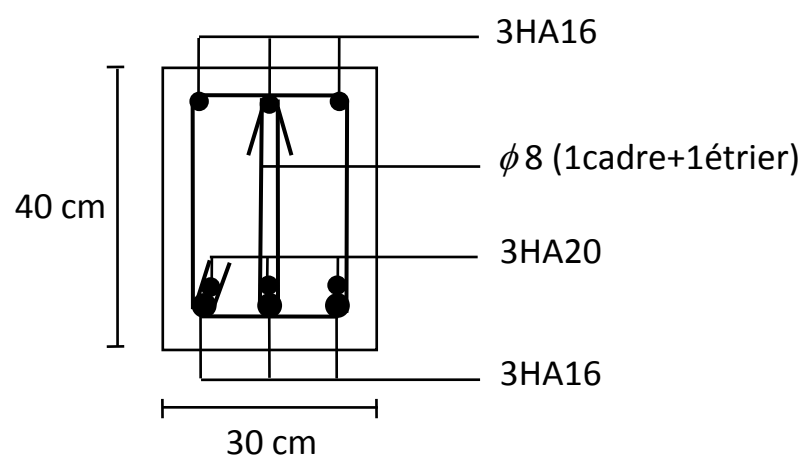
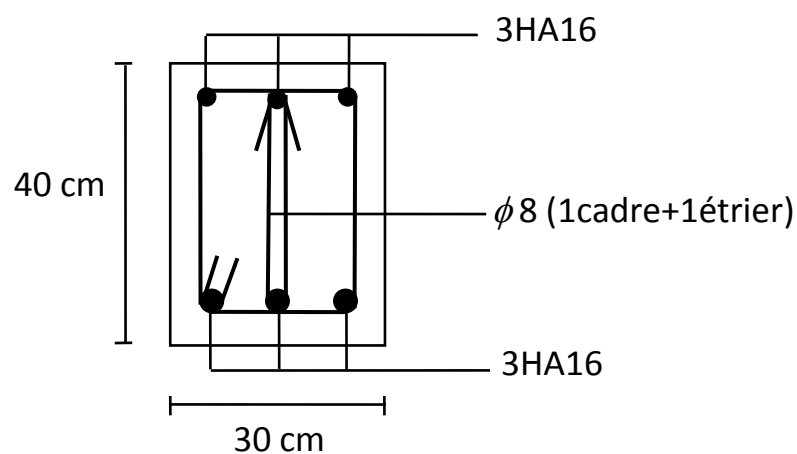


Figure III.4.7. Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A



Coupe B-B

III.5) Les balcons**III.5.1 Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p=15\text{cm}$

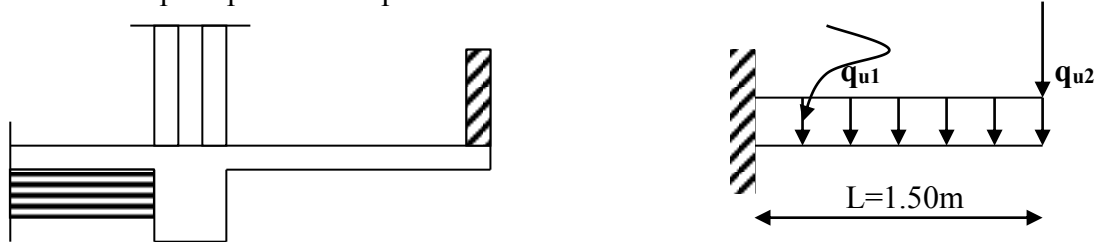


Figure III.5.1 : Schéma statique du

III.5.2) Détermination des charges et surcharges**a. Charges permanentes :**

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.20	5
Enduit en mortier de ciment	20	0.02	0.40
			G = 6.56KN/m²

- Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			g = 1.62KN/m²

b. Surcharge d'exploitation :

D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

c. Combinaisons de charges :**a) L'ELU :**

Dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 6.56) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 14.10 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{u2} = (1.35 g) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 1.62) \times 1 \text{ m} = 2.19 \text{ KN/ml}$.

b) L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q = [6.56 + 3.5] \times 1 = 10.06 \text{ KN/ml}$

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

III.5.3) Calcul du moment d'encastrement :**a) L'ELU :****iii) Moment provoqué par la charge « q_u »**

$$M_{qu1} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{14.10 \times 1.50^2}{2} = 15.86 \text{ KN.m}$$

iv) Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.50 = 3.28 \text{ KN.m}$$

v) Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 19.14 \text{ KN.m}$$

b) L'ELS :**i) Moment provoqué par la charge « q_s »**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{10.06 \times 1.50^2}{2} = 11.31 \text{ KN.m}$$

ii) Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1 \times 1.50 = 2.43 \text{ KN.m}$$

iii) Le moment total :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 13.74 \text{ KN.m}$$

III.5.4) Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 19.14 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

i) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.14 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.093$$

$$\mu = 0.093 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.093 \Rightarrow \beta = 0.9515$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.14 \times 10^5}{0.9515 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

ii) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

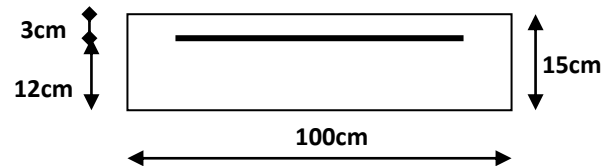


Figure III.23

III.5.5) Vérification à l'ELU :**i) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

ii) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

iii) calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = 14.10 \times 1.5 + 2.19 = 23.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23.34 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.194 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

vi) Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.34 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.14 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ pas de risque d'entraînement des barres.

vii) Espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > St = 20 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > St = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.

viii) calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.5.6) Vérification des contraintes à L'ELS :

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

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :**

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

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$

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

Avec :

- $M_s = 13.74 \text{ KN.m}$
- $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.463$

$$\rho_1 = 0.323 \rightarrow \beta_1 = 0.896 \rightarrow K_1 = 33.31$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.74 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 226.17 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{33.31} \times 226.17 = 6.80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La section obtenue à l'ELU est justifié à l'ELS.

III.5.7) 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 :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{13.74}{10(13.74)} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

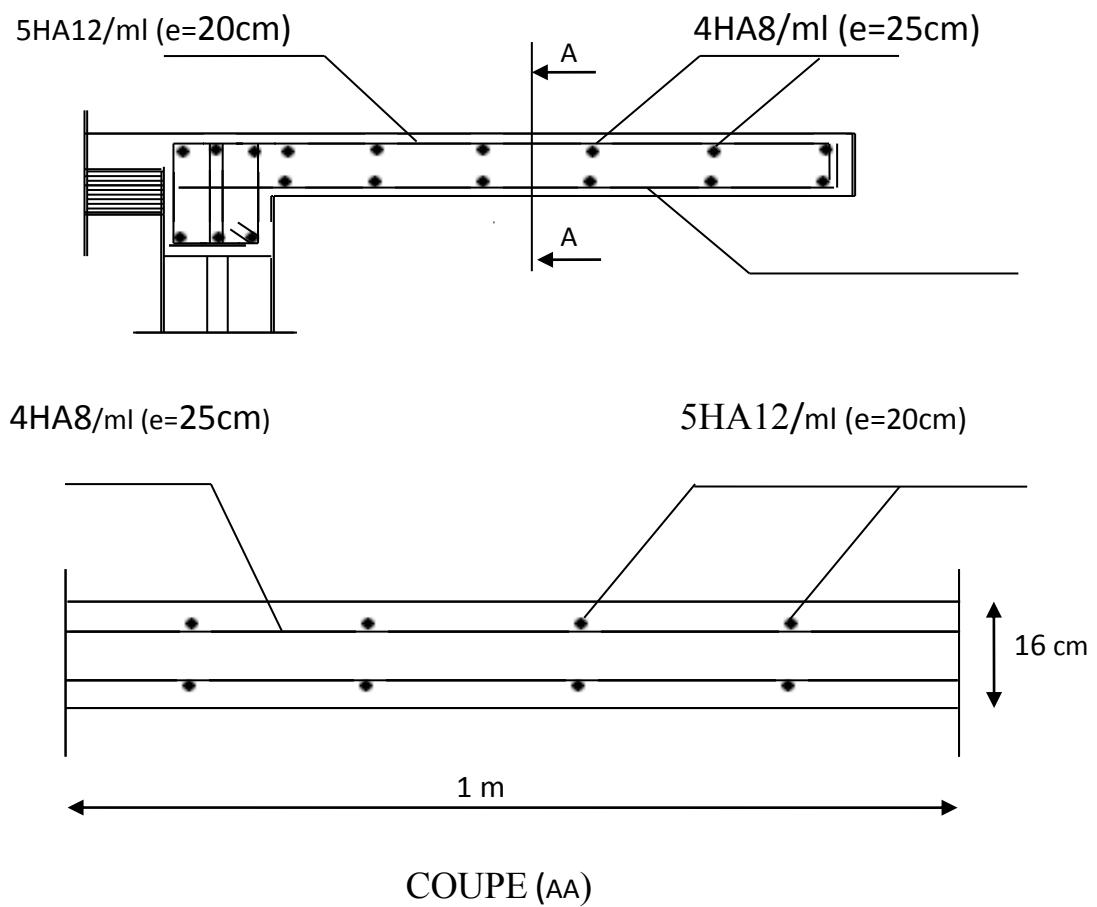
$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ **Armatures principales : 5HA12 avec e=20 cm.**
- ❖ **Armatures secondaires : 4HA8 avec e=25 cm.**



III.6) La Salle Machine :**III.6.1) Introduction :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{ m/s}$, de surface égale à $(1,60 \times 2,40 = 3,84\text{ m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

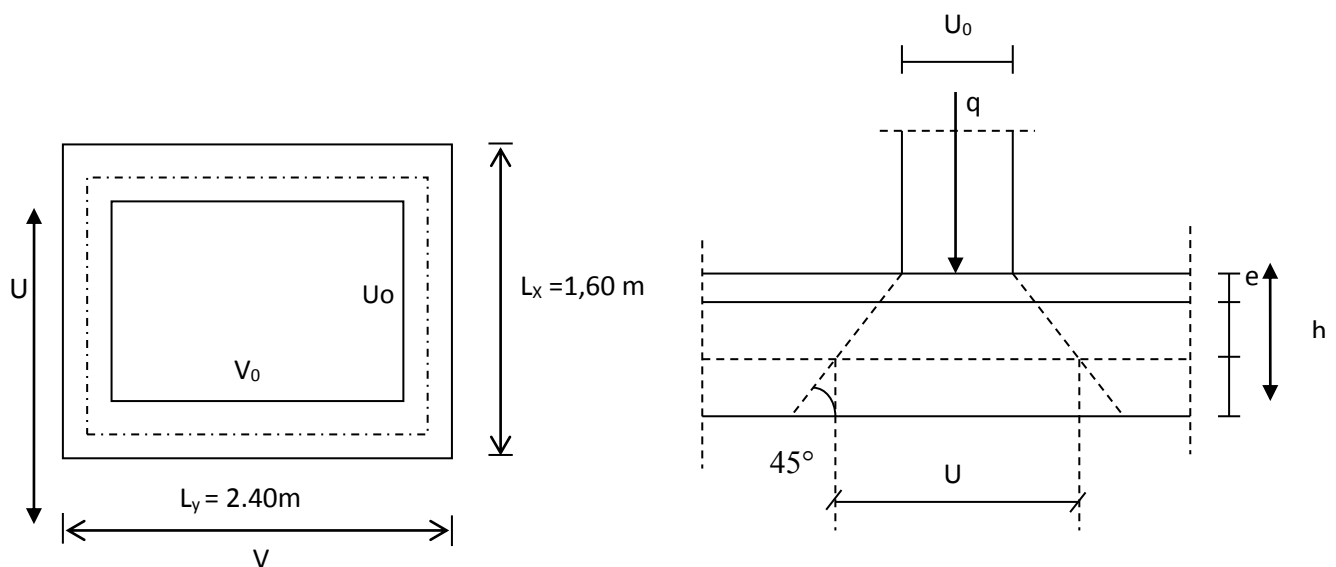
ν : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'il s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton



Feuillet Moyen

Figure III.6.1 : Schéma de la salle machine

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement($e=5$ cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0=v_0= 80$ cm).

D'où: $u = 80+2 \times 5+15= 105$ cm.

$$v= 80+2 \times 5+15= 105$$
cm.

• **Calcul des efforts :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,40} = 0,666 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0.656 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.437 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation, nous obtiendrons :

$$M_1 = 0,098$$

$$M_2 = 0,063$$

III.6.2) Calcul des moments MX1, MY1 du système de levage :

• **L'ELU:**

$$\nu = 0$$

$$M_{X1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{Y1} = q_u \cdot M_2$$

Avec : $q_u = 1,35 G = 1,35 \times 90 = 121,50$ kn/ml

d'où : $M_{X1} = 121,50 M_1 = 121,50 \times 0,098 = 11,907$ kn.ml

$$M_{Y1} = 121,50 M_2 = 121,50 \times 0,063 = 7,654$$
kn.ml

III.6.3) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x1}$$

Avec :

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ

$$\mu_x = 0,0683$$

$$\mu_y = 0,436$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml}$$

d'où: $M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 1,83 \text{ KN.m}$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,79 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,44 \text{ KN.m.}$$

III.6.4) **Ferraillage:**

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

a. **Sens x-x :**

i. **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 13,73 = 4,12 \text{ Kn.m}$$

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

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\mu_a = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{4,12 \times 10^3}{0,9915 \times 13 \times 348} = 0,918 \text{ cm}^2$$

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

ii. En travée :

$$M_t = 0,85 \times 13,73 = 11,67 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11,67 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\mu_t = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11,67 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**. Avec un espacement de : St=25cm

b. Sens Y-Y :**i. Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 8,44 = 2,532 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2,532 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu_a = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{2,532 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,562 \text{ cm}^2$$

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

ii. En travée :

$$M_t = 0,85 \times 8,44 = 7,174 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7,174 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu_t = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,174 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de ; St=25cm

III.6.5) Vérification à l'ELU :

i) Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-a)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8\%$)

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0,0008 \times (3 - 0,666)}{2} \times 100 \times 15 = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,40 \text{ cm}^2 \\ A = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,40 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{alors la condition est vérifiée.}$$

c. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,2 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}.$$

$$N_u = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4,2 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

d. Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2(a+b)} = \frac{121,5}{2(1,05+1,05)}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3a} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,85 \text{ On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right); \text{ La fissuration est peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,298 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e. Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

f. Diamètre minimal des barres :

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

$$Q_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

III.6.6) Calcul a l'ELS :**i) Moments engendrés par le système de levage**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0,2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,098 + 0,2 \times 0,063) = 9,954 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,063 + 0,2 \times 0,098) = 7,434 \text{ KN.m}$$

g. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 6,65 + 1,00 = 7,65 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0475 \times 7,65 (1,6)^2 = 0,930 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.939 \times 0,930 = 0.873 \text{ KN.m.}$$

h. Superposition des moments :

$$M_x = M_{ox1} + M_{ox2} = 9,954 + 0,930 = 10,884 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{oy1} + M_{oy2} = 7,434 + 0.873 = 8,307 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

i. Sens X X

Moments aux appuis : $M_a = 3,26 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 9,25 \text{ KN.m}$

ii. Sens Y Y

Moments aux appuis : $M_a = 2,49 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 7,06 \text{ KN.m}$

III.6.7) Vérification à L'ELS :**i) Contrainte de compression dans le béton :****iii. Sens x-x :(sens le plus défavorable) :**

✓ **Aux appuis :** $M_a = 3.26 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.26 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 133,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.016 \times 133.29 = 2.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :** $M_t = 9.25 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.25 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 246.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.02 \times 246.04 = 4.921 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

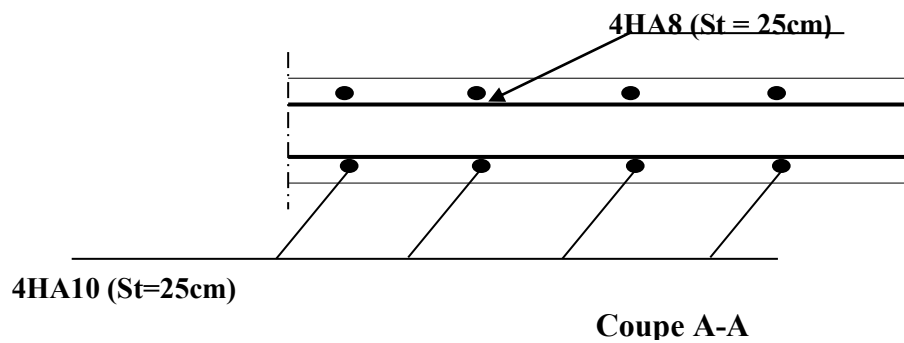
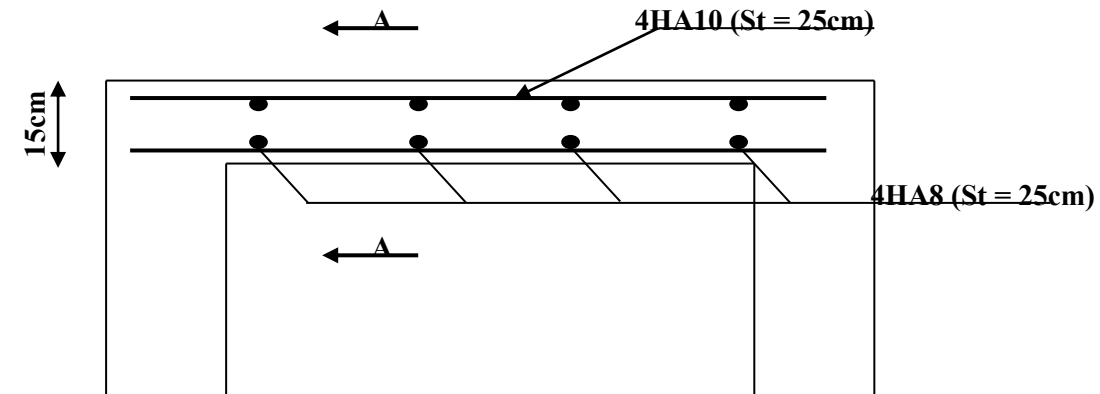
Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire

Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens



Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine

III.7) Etude de la toiture

III.7.1) Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés de 17° et 24° , et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

III.7.2) Détermination des charges et surcharges :

i) Charges permanentes :

Poids des tuiles et des liteaux 0.40 KN/m

Poids des pannes et des chevrons ... 0.10 KN/m

$$G = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

ii) Surcharges d'exploitations :

Poids de la neige $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.7.3) Combinaisons des charges :

i) L'E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = (1,35 \times 0,50) + (1,5 \times 1) = 2.175 \text{ KN/m}^2$$

ii) L'E.L.S: $q_s = G + Q$

$$q_s = 0,50 + 1 = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

III.7.4) Détermination des efforts revenant à chaque élément :

i) Efforts revenant aux pannes :

Espacement des pannes : $1,2 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m}$

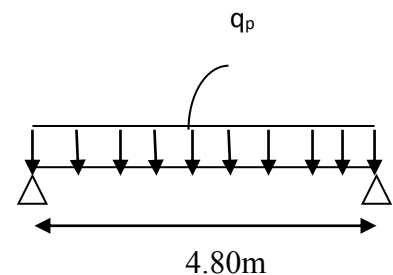
On prend : $e_p = 1,50 \text{ m}$

Portée des pannes : $l = 4.80 \text{ m}$

$$q_p = q_u \times e_p$$

$$q_p = 2.175 \times 1,50 = 3.262 \text{ KN/ml}$$

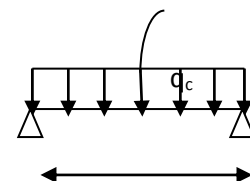
$$q_p = 3.262 \text{ KN/ml}$$



ii) Efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0,2 \text{ m} \leq e_c \leq 0,6 \text{ m}$

On prend : $e_c = 0,50 \text{ m}$



Portée des chevrons : $l_c = 1.50 \text{ m}$

1.5m

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.175 \times 0.50 = 1.087 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.087 \text{ KN/ml}$$

iii) Efforts revenant aux liteaux :

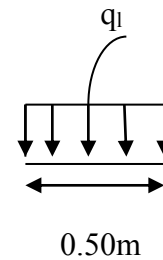
- Espacement des liteaux : $e_l = 0,30 \text{ m}$

- Portée des liteaux : $l_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.175 \times 0,30 = 0.652 \text{ KN/ml}$$

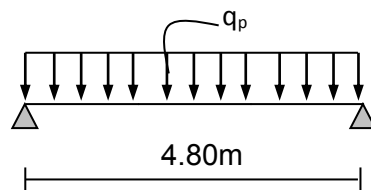
$$q_l = 0.652 \text{ KN/ml}$$



III.7.5) Détermination des sections :

i) Calcul des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :



La section de la panne est de $(160 \times 250) \text{ mm}^2$

ii) vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que
$$\sigma_f = \frac{M f_x}{I_x' x/v} + \frac{M f_y}{I_y' y/v} \leq \bar{\sigma}_f$$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie **I** et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\overline{\sigma_f}$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est de :

$$\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

iii) Calcul des moments de flexion

Suivants $x'x$: $M_{fx} = 1/8 q_{px} \times L_p^2$

Suivant $y'y$: $M_{fy} = 1/8 q_{py} \times L_p^2$

iv) Détermination des deux composantes de q_p suivant $x'x$ et $y'y$

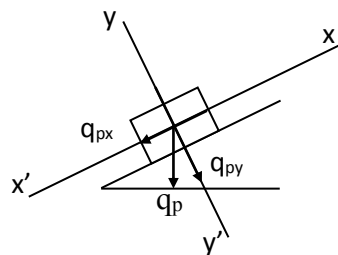


Figure III.7.2 : Schéma statique de la panne.

➤ **Versant : $\beta = 17^\circ$**

- **Suivant (x,x)** : $q_x = q_p \cdot \sin \beta = 3,262 \times \sin 17 = 0.954 \text{ KN/ml}$
- **Suivant (y,y)** : $q_y = q_p \cdot \cos \beta = 3,262 \times \cos 17 = 3.119 \text{ KN/ml}$
- **Suivant (x'x)** : $M_{fx} = q_{px} \times l_p^2 / 8 = 0.954 \times 4.8^2 / 8 = 2.747 \text{ KNm}$.
- **Suivant (y'y)** : $M_{fy} = q_{py} \times l_p^2 / 8 = 3.119 \times 4.8^2 / 8 = 8.982 \text{ KNm}$.

v) Choix de la section des pannes :

Soit la section de la panne est de $(160 \times 250) \text{ mm}^2$

vi) Module de résistance :

$$x'x = \frac{I_{x'x}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{16 \times 25^2}{6} \Rightarrow W_x = 1666.66 \text{ cm}^3$$

$$y'y = \frac{I_{y'y}}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{16^2 \times 25}{6} \Rightarrow W_y = 1066.66 \text{ cm}^3$$

On aura :

$$\sigma f = \frac{Mf_x}{Ix'x/v} + \frac{Mf_y}{Iy'y/v} = \frac{2.747 \times 10^4}{1666.66} + \frac{8.982 \times 10^4}{1066.66} = 100.68 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma f = 100.68 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma} f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.7.6) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{Lp}{300}, \quad Lp = 480m \Rightarrow \bar{f} = \frac{480}{300} = 1.6cm$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times Lp^2}{48 \times Ef \times h/2}$$

Avec :

Ef : module de déformation de la flèche

$$Ef = 11000 \times \sqrt{\sigma f} \Rightarrow Ef = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

$$f = \frac{5 \times 100.68 \times 480^2}{48 \times 131080.128 \times 25/2} = 1.47cm$$

$$f = 1.47 \text{ cm} < \bar{f} = 1.6cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

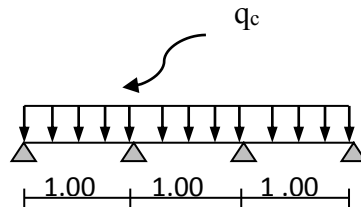
Conclusion :

La section de la panne choisie est admise.

III.7.7) Calcul des chevrons

i) Dimensionnement :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.



La section du chevron est de $(55 \times 75) \text{ mm}^2$.

ii) Vérification de la contrainte admissible

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

• Détermination des moments fléchissant

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 0.8M_0$

En travées : $M_{ft} = 0.66M_0$

avec $M_0 = 1/8 q_c \times L_c^2$

d'où : $M_0 = 1.087 \times 1.50^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 0.306 \text{ KNm}$

Ce qui donne : $M_{fa} = 0.245 \text{ KNm}$ $M_{ft} = 0.204 \text{ KNm}$

• Calcul des modules de résistance

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.563 \text{ cm}^2$$

Alors on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0.245 \times 10^4}{51.563} = 47.51 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma_{ft} = \frac{0.204 \times 10^4}{51.563} = 39.56 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

iii) Vérification de la flèche

$$\text{On doit avoir } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (Chevrons, liteaux) à pour valeur :

$$\bar{f} = \frac{Lc}{200} \Leftrightarrow \bar{f} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm}$$

Ainsi on obtient :

$$f_a = \frac{5 \times 47.51 \times 150^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.22 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_t = \frac{5 \times 39.56 \times 150^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.188 \text{ cm} < \bar{f}$$

Conclusion :

La section de chevron choisie est admise.

III.7.8) Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

➤ Versant $\alpha = 17^\circ$

- **Suivant (x', x) :** $q_x = q_l \cdot \sin \alpha = 0.652 \times 0.292 = 0.190 \text{ KN/ml}$
- **Suivant (y', y) :** $q_y = q_l \cdot \cos \alpha = 0.652 \times 0.965 = 0.438 \text{ KN/ml}$

ii) Vérification des contraintes :

• Moments de flexion :

Suivant $x'x$: $M_{f_x} = q_{lx} \times l^2 / 8 = 0.190 \times 0.50^2 / 8 = 0.0059 \text{ KNm.}$

Suivant $y'y$: $M_{f_y} = q_{ly} \times l^2 / 8 = 0.438 \times 0.50^2 / 8 = 0.0137 \text{ KNm.}$

• Choix de la section des liteaux :

Soit une section de $(30 \times 40) \text{ mm}^2$.

• **Module de résistance :**

$$x'x = \frac{Ix'x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$y'y = \frac{Iy'y}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

• **Les contraintes :**

$$\sigma f = \frac{Mf_x \times v}{Ix'x} + \frac{Mf_y \times v}{Iy'y} = \frac{0.0059 \times 10^4}{8} + \frac{0.0137 \times 10^4}{6} = 30.21 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\sigma f = 30.21 < \bar{\sigma} f = 142 \text{ daN/ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma f < \bar{\sigma} f \quad \text{La section adoptée est admise.}$$

iii) **B -Vérification de la flèche pour les liteaux :**

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{l_1}{200} \Rightarrow \text{Avec } l_1 : \text{La portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times lc^2}{48 \times Ef \times h / 2}$$

$$f = \frac{5 \times 30.21 \times 50^2}{48 \times 165366.62 \times 4 / 2} = 0.024$$

$$f = 0.024 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section adoptée est bonne.}$$

III.7.9) **Assemblage de la charpente :**

Nous optons pour un assemblage cloué utilise en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.les assemblages cloués sont utilisées dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des cloués soit en fonction de son épaisseur ;

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d : diamètre des clous.

Il est déconseille de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois.

Il ne faut pas galvanisé.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculez, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{4}{9} = 0,44 \text{ cm.}$$

Sachant que ;

e : épaisseur des liteaux (4cm).

Remarque :

L'évacuation des eux pluviaux sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

Conclusion :

- **Les sections de la toiture :**

Section des pannes : (16 X 25) cm²

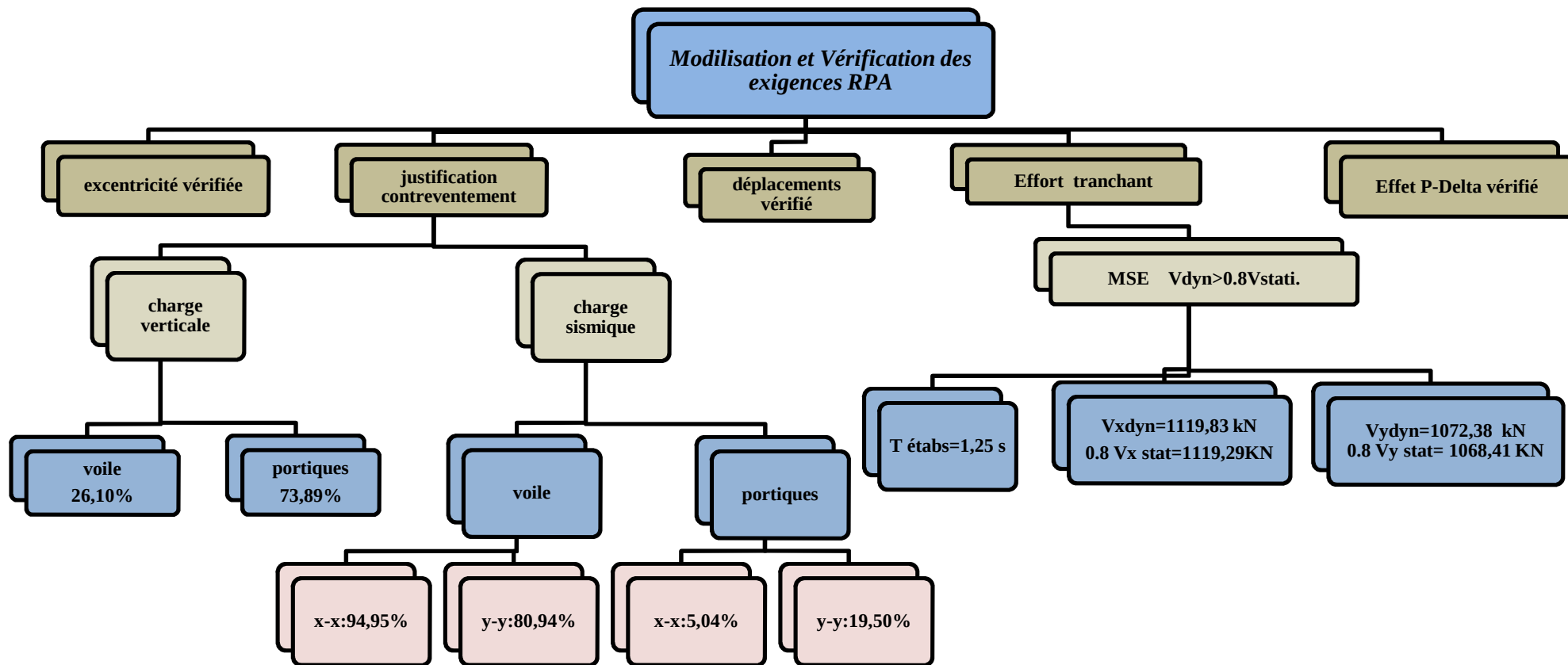
Section des chevrons : (55X 75) mm²

Section des liteaux : (30X 40) mm²



Chapitre IV

Vérifications du RPA



IV.2) Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1^{er} et le 2^{ème} mode.
- l'effort tranchant à la base.
- les déplacements

▪ **Calcul sismique du bâtiment :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, Tizi-Ouzou est classée dans une zone de sismicité moyenne sismicité **ZONE II.A**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe 2**.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 28,02 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale

c) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

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 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces Sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2) Modélisation :**IV.2.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes Sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes Réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Maintenant on va passer aux vérifications du RPA :

IV.3) Nombre des modes à retenir :

Pour les structures représentées par des modèle plans dans deux direction orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que soit la somme des masses modales effectives pour les modes retenu soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

i) La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel (ETABS)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,250461	74,6565	0	0	74,6565	0	0
2	0,864811	0	74,4197	0	74,6565	74,4197	0
3	0,649333	0,0054	0,0345	0	74,6619	74,4543	0
4	0,339339	14,7143	0	0	89,3762	74,4543	0
5	0,233887	0	15,3092	0	89,3762	89,7635	0
6	0,17099	0,0029	0,0006	0	89,3792	89,7641	0
7	0,15339	5,1681	0	0	94,5472	89,7641	0
8	0,105821	0	5,1125	0	94,5472	94,8766	0

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1,25$ s
- Les modes 1 et 2 sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- Dans notre cas le nombre de modes a retenir est : les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90 % (selon le R.P.A 99)

IV.4) Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

Zone sismique II : zone de moyenne sismicité
Groupe 2 : ouvrage d'importance moyenne } $\longrightarrow A = 0,15$

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

▪ **Etude dynamique et sismique :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Les valeurs de T_1 et T_2 dépendent du site :

Site meuble (S_3) $\longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ (RPA 99, version 2003, Tab 4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA 99, Art 4.3})$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (RPA 99, Tab 4.2).

Le système de contreventement est mixte $\longrightarrow \xi = 10\%$.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{12}} = 0.76$$

▪ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \longrightarrow T = 0,61s$$

$h_n = 28,50 \text{ m}$: qui est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_t = 0,05$: qui est le coefficient en fonction du système de contreventement, et de type de remplissage.

Donc :

$$T_2 \leq T \leq 3s \quad D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \longrightarrow D = 1,66$$

R : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixte portiques-voiles avec interaction on le prend = 5

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux ...etc.)

Le facteur de qualité est donné par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	oui	0.00	non	0.05
3. Régularité en plan	oui	0.00	oui	0.00
4. Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
Somme	1.05		1.1	

Tableau 6.3 valeur de pénalités

W : poids total de la structure

$W = W_G + \beta W_Q$ d'après la formule (4.5) du RPA

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation dans notre cas $\beta = 0,2$

$$W = 26160,40 \text{ KN}$$

i) Calcul de l'effort tranchant à la base de la structure :

▪ **Méthode statique équivalente :**

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.1}{5} \times 25540.69 = 1399.12 \text{ NKN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.05}{5} \times 25540.69 = 1335.52 \text{ KN}$$

▪ **Méthode spectrale modale :**

$$V_x = 1119,83 \text{ KN}$$

$$V_y = 1072,38 \text{ KN}$$

▪ **Comparaison des résultats :**

$$V_{xMSM} = 1119,83 \text{ KN} \geq 80 \% V_{xMSE} = 0.8 \times 1399.12 = 1119.29 \text{ KN}$$

$$V_{yMSM} = 1072,38 \text{ KN} \geq 80 \% V_{yMSE} = 0.8 \times 1335.52 = 1068.41 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{xMSM} = 1119.83 \text{ KN} > 1119.29 \text{ KN} \\ V_{yMSM} = 1072.38 \text{ KN} > 1068.41 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

IV.5) Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements

Latéraux inter- étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit

Nécessairement être vérifiée :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = \delta e k \times R \text{ (RPA 2003, Art 4.19)}$$

$\delta e k$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Tableau 6.4: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX et YY

Story	Diaphragm	δk		$\Delta = \delta k x$		1% he	OBS
		$\delta k(x)$	$\delta k(y)$	Δx	Δy		
TERRASSE	D10	0,0317	0,0145	0,001585	0,000725	0,0306	CV
ET7	D9	0,0291	0,0132	0,001455	0,00066	0,0306	CV
ET6	D8	0,0262	0,0119	0,00131	0,000595	0,0306	CV
ET5	D7	0,0231	0,0104	0,001155	0,00052	0,0306	CV
ET4	D6	0,0197	0,0089	0,000985	0,000445	0,0306	CV
ET3	D5	0,0162	0,0073	0,00081	0,000365	0,0306	CV
ET2	D4	0,0126	0,0056	0,00063	0,00028	0,0306	CV
ET1	D3	0,009	0,004	0,00045	0,0002	0,0306	CV
RDC	D2	0,0057	0,0026	0,000285	0,00013	0,0408	CV
SS	D1	0,002	0,0009	0,0001	0,000045	0,045	CV

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

IV.6) Vérification de l'effet P-delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

$\theta_k < 0.10$: Les effets du 2ème ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: 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.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K(etabs)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K-1.

h_k : Hauteur de l'étage K.

Story	Pk(KN)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	VX(KN)	VY	θ_x	θ_y
TERRASSE	2429,87	0,001585	0,000725	241,26	214,07	0,04884818	0,02518179
ET7	4821,23	0,001455	0,00066	426,97	385,17	0,05027417	0,02527963
ET6	7212,58	0,00131	0,000595	575,38	524,78	0,05024914	0,02502371
ET5	9680,24	0,001155	0,00052	696,24	645,92	0,04913948	0,02384691
ET4	12147,9	0,000985	0,000445	797,92	751,29	0,04588804	0,02201786
ET3	14615,57	0,00081	0,000365	889,28	841,93	0,0407365	0,01938894
ET2	17083,23	0,00063	0,00028	974,63	918,99	0,03379031	0,01592717
ET1	19635,23	0,00045	0,0002	1051,32	983,41	0,02571787	0,01221948
RDC	22622,95	0,000285	0,00013	1119,83	1040,78	0,02349104	0,01152906
SS	25540,69	0,0001	0,000045	1166,54	1080,4	0,00985248	0,00478711

Tableau 6.5 Vérification les déplacements relatifs

Conclusion :

On voit bien que θ_y comme θ_x sont $< 0,10$

Dans ce cas l'effet de 2^{ème} ordre ou l'effet de P- Δ est négligé dans le calcul des éléments structuraux.

IV.7) Vérifications de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

▪ Pour les poteaux de RDC (55x55) cm² :

$$V = \frac{2064,61}{0.55 \times 0.55 \times 25000} = 0,273 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.8) Vérification de l'effet de la torsion d'axe verticale :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des valeurs :

- 5 % de la grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans.

i) Excentricité accidentel :

$$e_x = 5 \% L_x = 0,05 \times 24,20 = 1,210 \text{ m}$$

$$e_y = 5 \% L_y = 0,05 \times 8,50 = 0,425 \text{ m}$$

Tableau 6.6 centre torsion et centre de masse de la structure

niveau	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité théorique (m)		Excentricité accidentelle (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	Ex=0,05L _x	Ey=0,05L _y
SS	12,334	4,244	12,225	4,265	0,109	-0,021	1,210	0,425
RDC	12,328	4,432	12,26	4,315	0,068	0,117		
ET1	12,358	4,38	12,299	4,351	0,059	0,029		
ET2	12,349	4,382	12,337	4,382	0,012	0		
ET3	12,349	4,382	12,374	4,41	-0,025	-0,028		
ET4	12,349	4,382	12,409	4,435	-0,06	-0,053		
ET5	12,34	4,384	12,442	4,457	-0,102	-0,073		
ET6	12,331	4,386	12,472	4,477	-0,141	-0,091		
ET7	12,331	4,386	12,498	4,493	-0,167	-0,107		
TERRASSE	12,356	4,244	12,518	4,504	-0,162	-0,26		

Conclusion :

L'effet de la torsion d'axe verticale est observé

IV.9) Justification de l'interaction portiques-voiles :

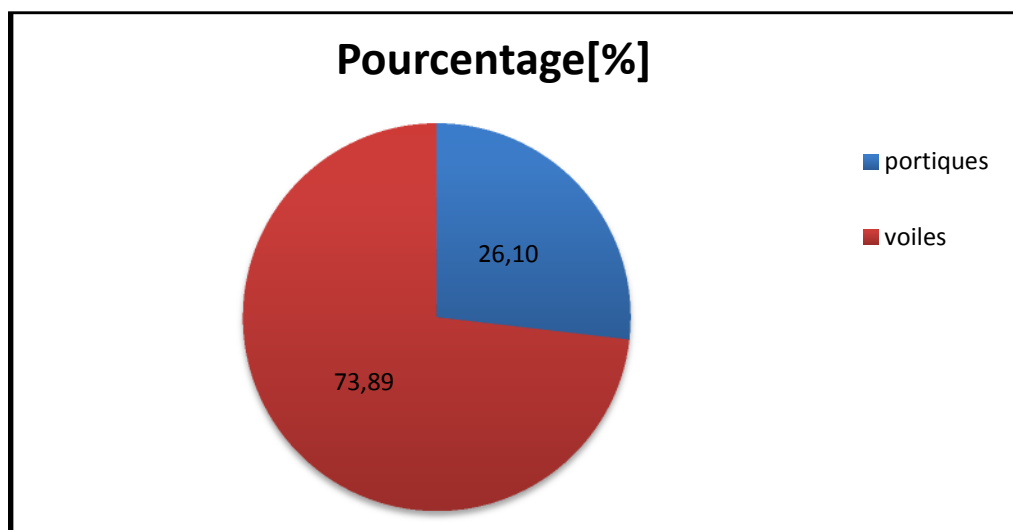
Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel (ETABS)

▪ **Suivant XX (verticale) :**

Portique	Voiles (%)	Poteaux (%)
1	0	100
2	80,82	19,17
3	100	0
moyenne	26,94%	73,05%

▪ **Suivant YY (verticale) :**

Portique	Voiles (%)	Poteaux (%)
1	91,32	8,67
2	0	100
3	0	100
4	0	100
5	0	100
6	0	100
7	91,41	8,58
moyenne	26,10%	73,89%

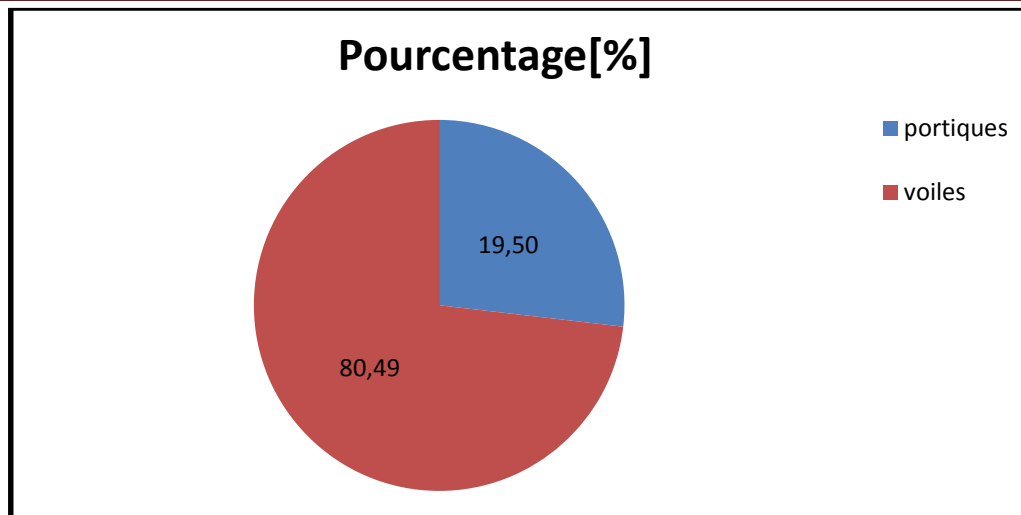


▪ Suivant XX (ELU) :

Portique	Voiles (%)	Poteaux (%)
1	100	0
2	84,85	15,14
3	100	0
moyenne	94,95%	5,04%

▪ Suivant YY (ELU) :

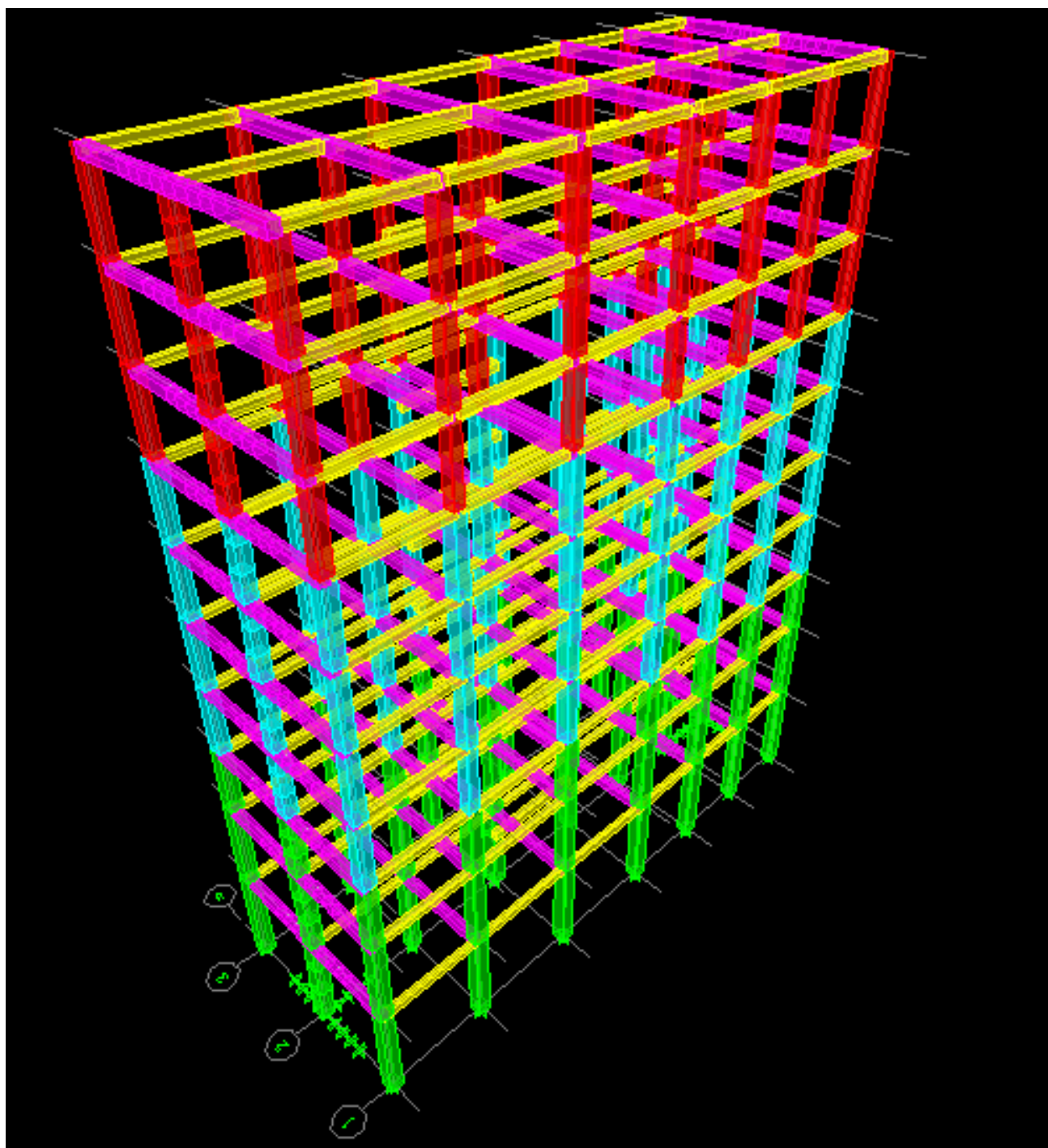
Portique	Voiles (%)	Poteaux (%)
1	86,50	13,49
2	0	100
3	100	0
4	100	0
5	100	0
6	100	0
7	49,96	50,03
moyenne	80,49%	19,50%

**Conclusion :**

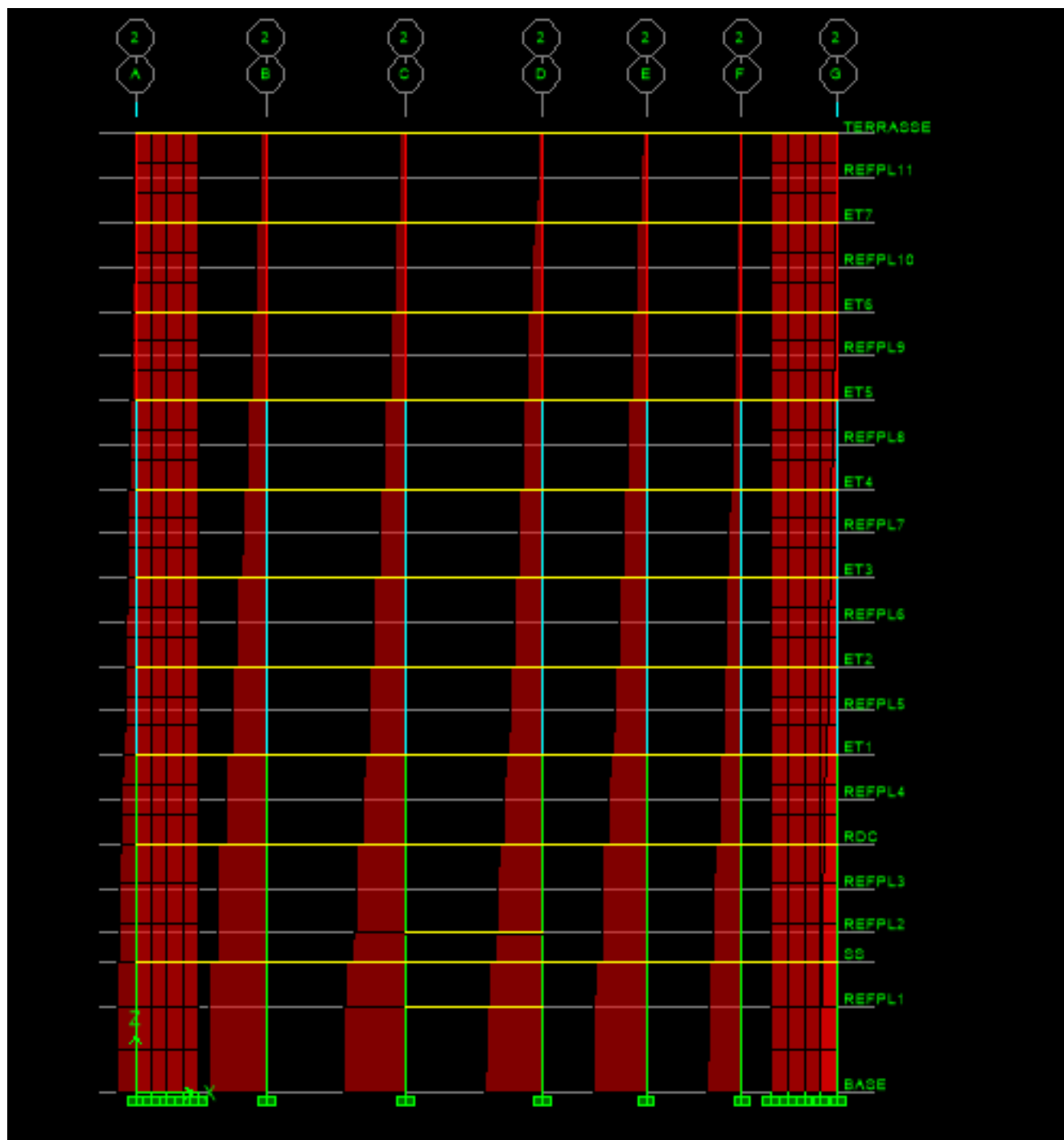
Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte**

Conclusion général :

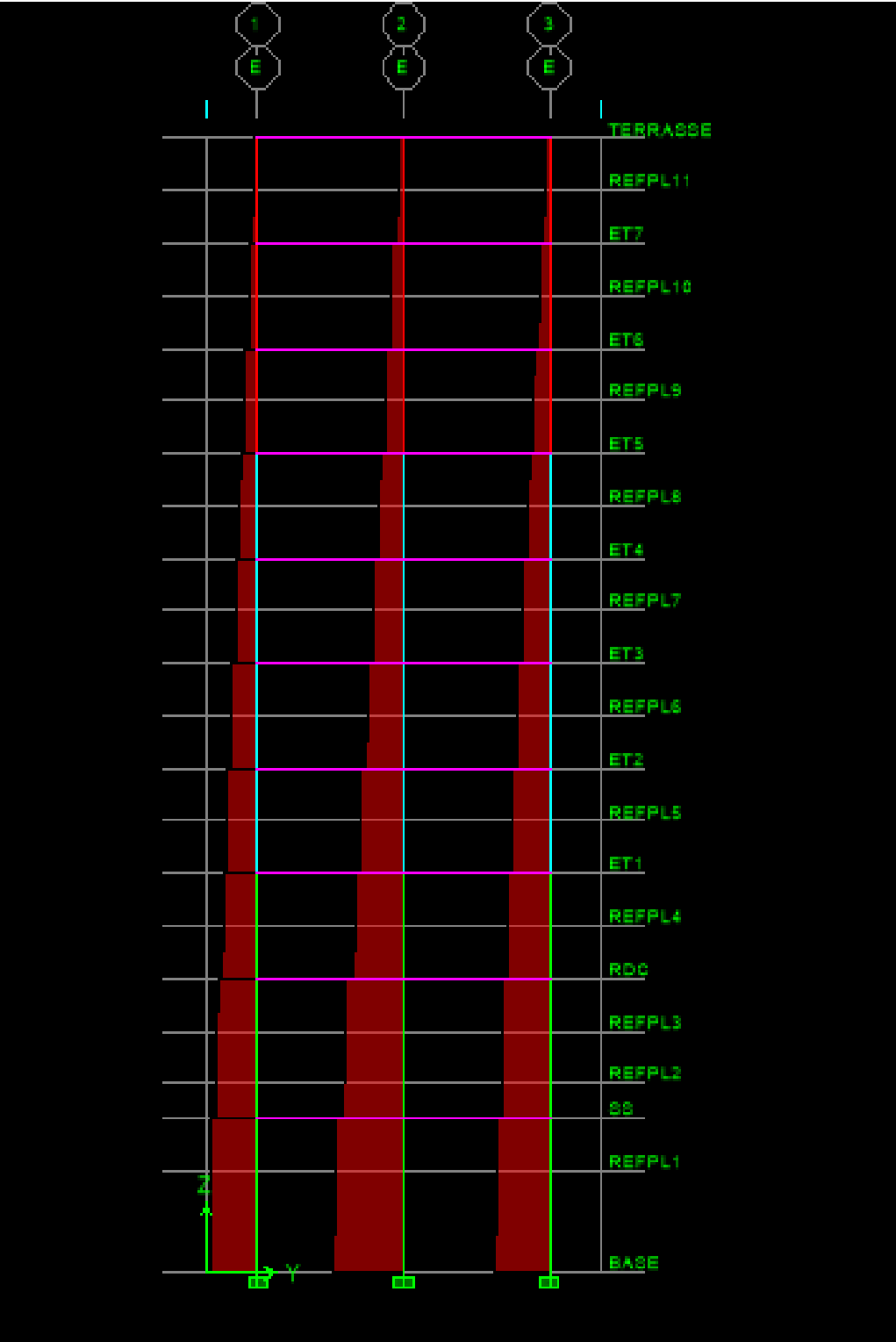
Les exigences du RPA ont été observées, nous passons au ferrailage des éléments structuraux



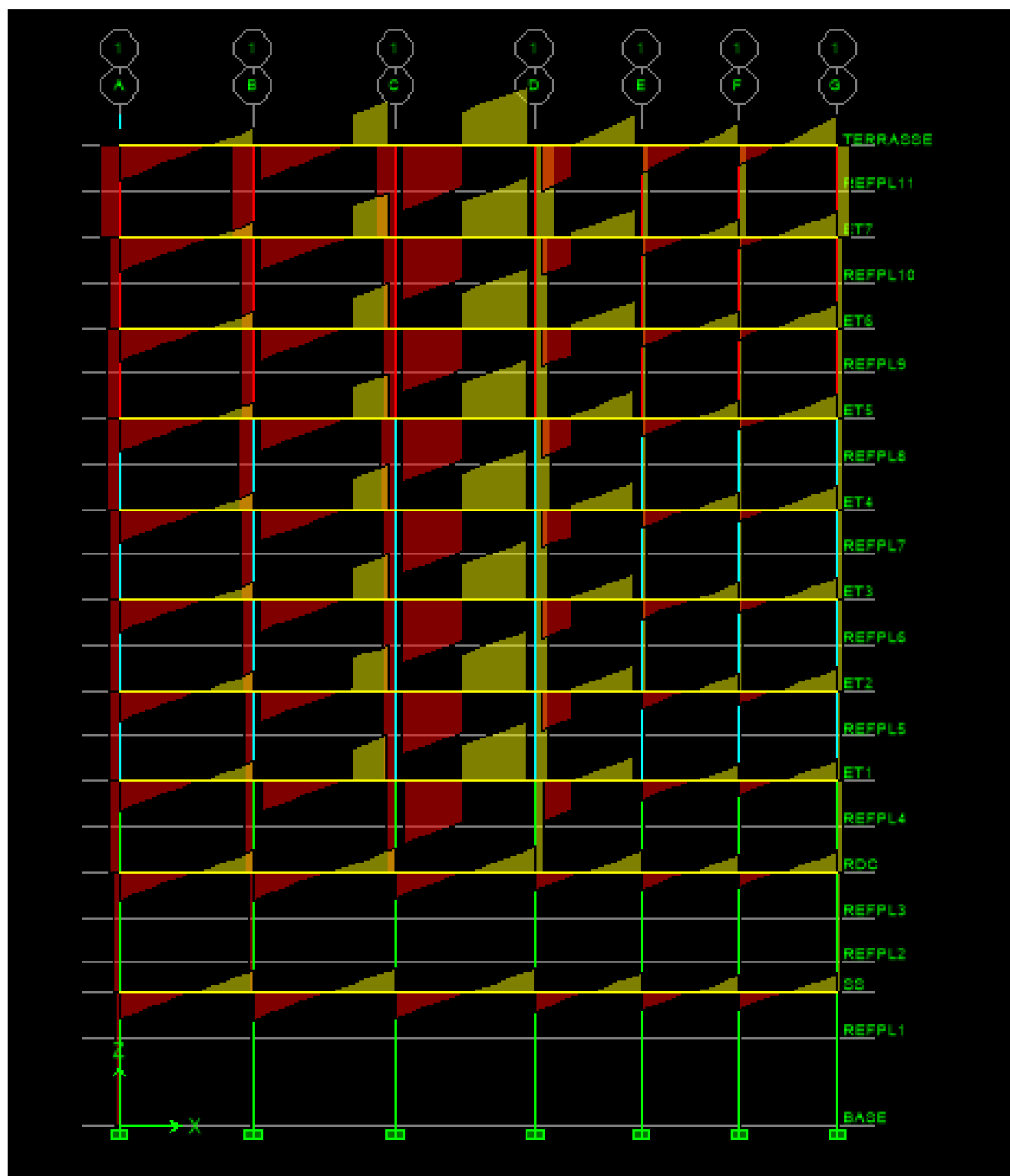
Modélisation de la structure



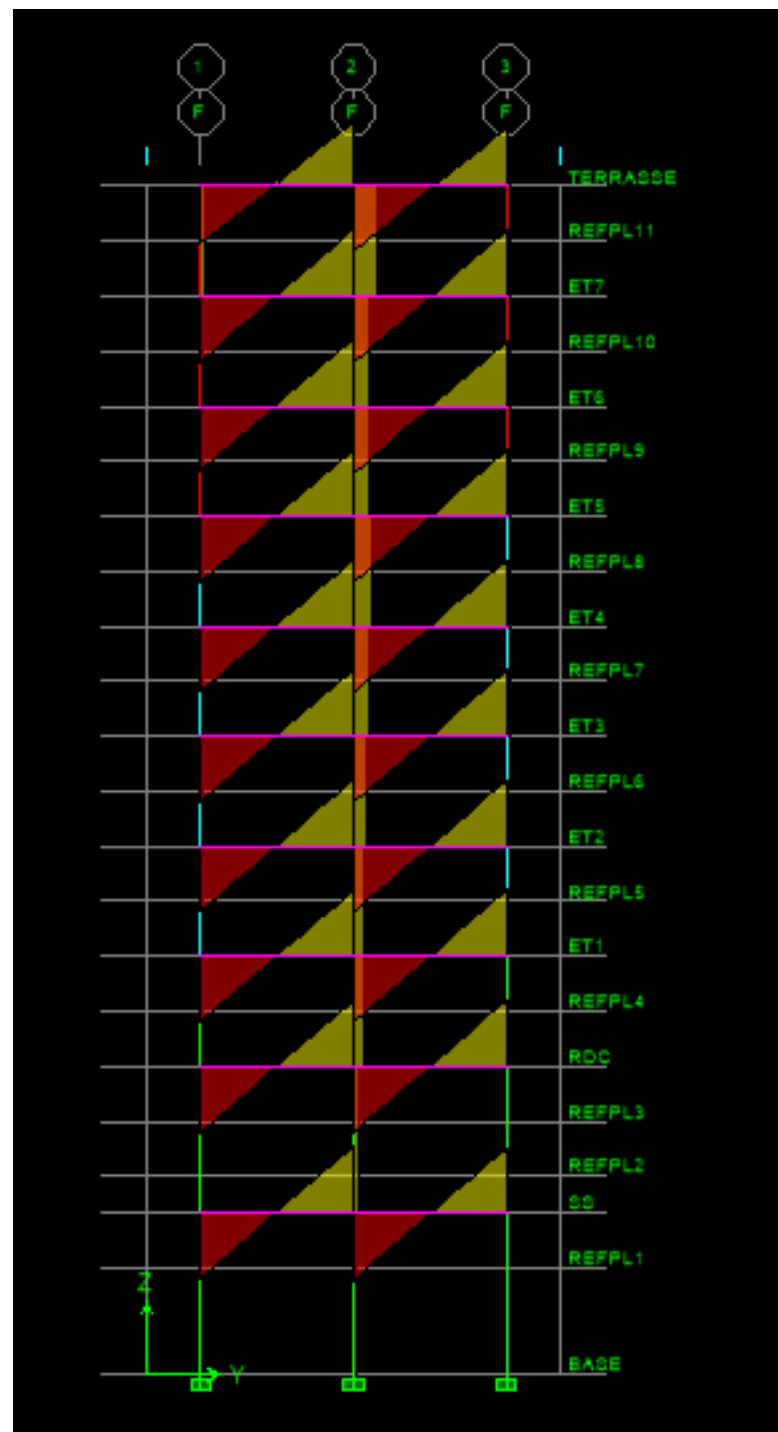
Effort normal (XX)



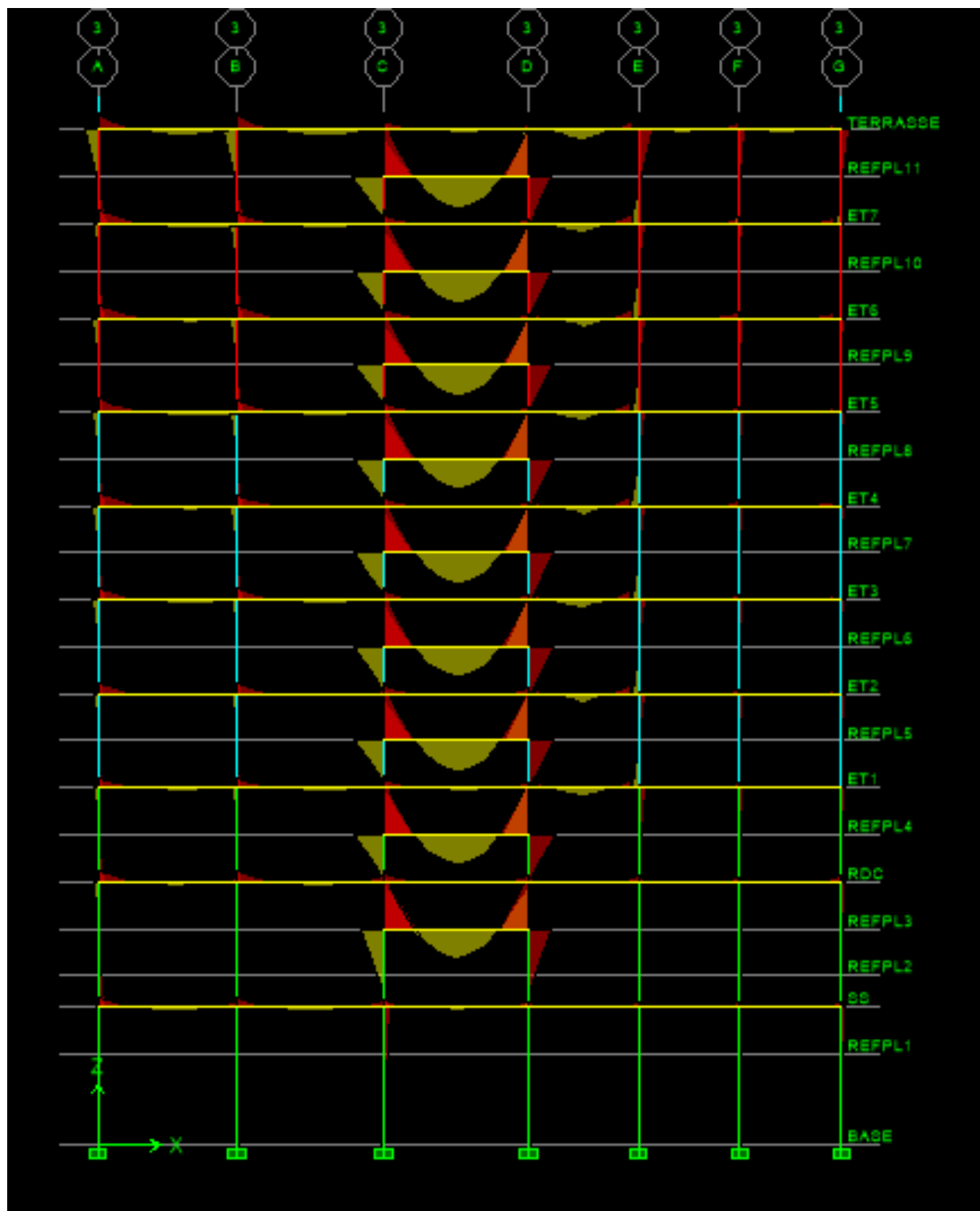
Effort normal (YY)



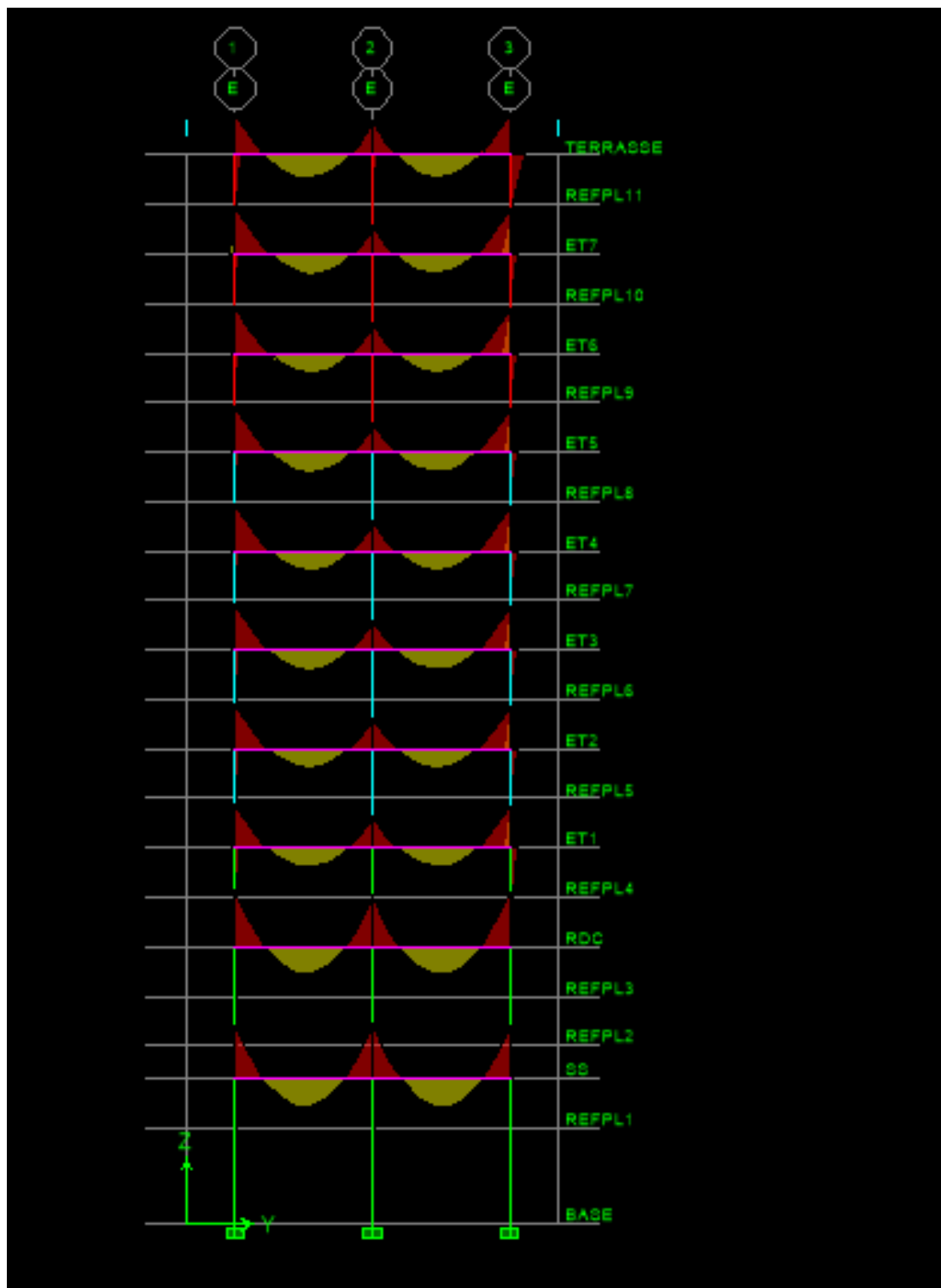
Effort tranchant (XX)



Effort tranchant (YY)



Moment (XX)

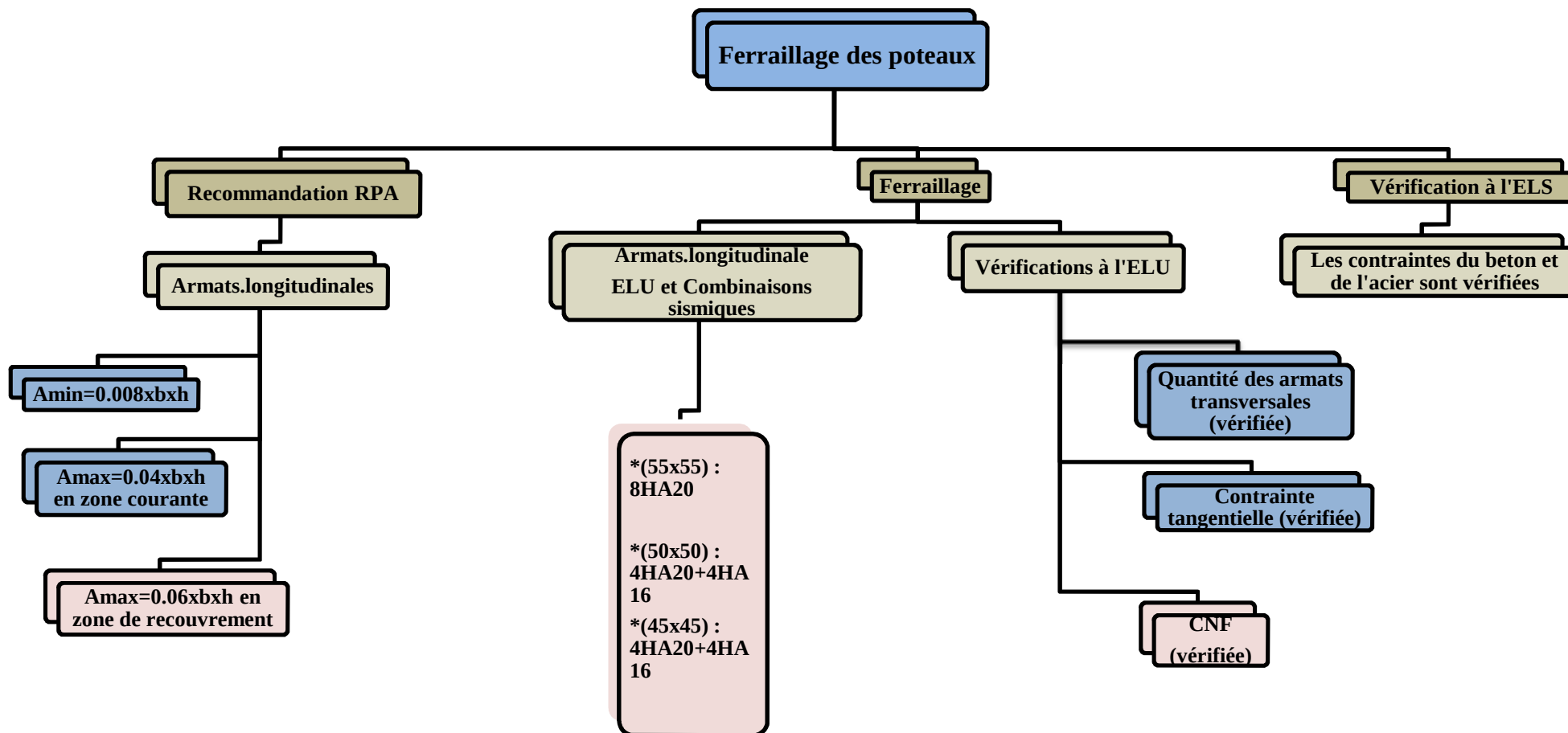


Moment (YY)



Chapitre V

Ferraillage des poteaux



V) Ferrailage des poteaux**Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

a-	$1,35 G + 1,5 Q$	→	ELU
b-	$G + Q$	→	ELS
c-	$0,8 G \pm E$	→	RPA 2003
d-	$G + Q \pm E$	→	RPA 2003

et des effets des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

▪ **Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :**

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

▪ **Recommandation du(RPA 99 version 2003/Art 7.4.2):**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

i) Les armatures longitudinales : (RPA 99version2003/Art 7.4.2.1)**▪ Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

→ Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8%.

Poteau (55×55) → $0.008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50) → $0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) → $0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

▪ Ferrailage maximum :

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

→ 4% en zone courante.

Poteau (55×55) → $0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50) → $0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) → $0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

→ 6% en zone de recouvrement.

Poteau (55×55) → $0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50) → $0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) → $0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

ii) Les armatures transversales (RPA 99version2003/Art 7.4.2.2) :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'elancement géométrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\phi_l^{\min}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\min}$.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\phi_{\text{cheminées}} > 12\text{mm}$, pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des

Pote2)

Calcul du ferrailage :

i) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

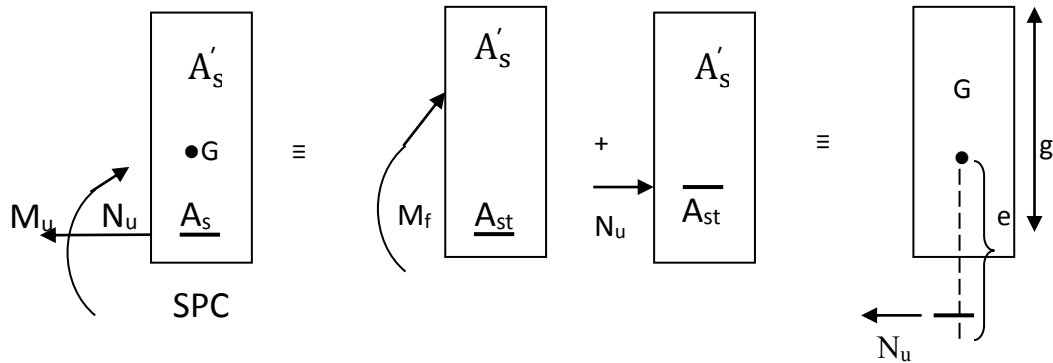
$$(d - C)N_U - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh^2f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire.}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

▪ **Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e \right) = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (SSA) et ($A' = 0$)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \end{cases}$$

Si $\mu > \mu_1 = 0,392$ section doublement armée (SDA) et ($A' \neq 0$). on calcul :

$$M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

ii) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

▪ **1^{er} cas :**

$$(0,337 \times h - 0,81c')bh^2f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c')bh f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s = \frac{N - 100 \times \psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A'_s = 0$$

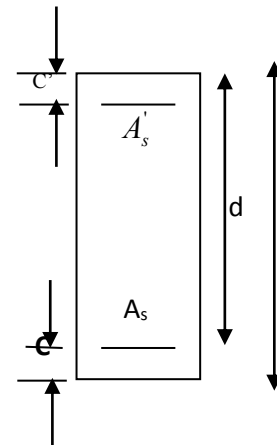
Avec

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

▪ **2^{eme} cas :**

$$\text{Si: } N_u \times (d - c') - M_f \geq (0,5h - c')bh f_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera.

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Tableau VI-1 : ferrailage des poteaux à l'ELU.

Zone et sens	section	N	M	Obs	As	As'	A _{min}	Ferrailage	Aadp
		(Kn)	(Kn.m)		(cm²)	(cm²)	(cm²)		(cm²)
I (X-X)	55×55	-333,94	19,92	SPC	8,35	/	24,2	8 HA20	25,12
		2714,71	8,961	SEC	(0)	0			
		968,15	71,081	SPC	(0)	/			
I (Y-Y)		-333,94	2,22	SPC	8,35	/			
		2714,71	19,277	SEC	(0)	0			
		109,88	93,163	SPC	3,08	/			
II (x-x)	50×50	-202	50,813	SPC	5,28	/	20	4 HA20+4 HA 16	20,6
		1678,02	2,295	SEC	(0)	0			
		403,47	55,732	SPC	(0)	/			
II (Y-Y)		-202	5,694	SPC	5,05	/			
		1678,02	1,488	SEC	(0)	0			
		181,11	78,62	SPC	1,89	/			
III (x-x)	45×45	-36,16	32,98	SPC	2,40	/	16,2	4 HA20+4 HA 16	20,6
		711,64	0,804	SPC	(0)	/			
		-154,82	77,204	SPC	7,55	/			
III (Y-Y)		-36,16	7,823	SPC	0,93	/			
		711,64	0,97	SPC	(0)	/			
		140,45	89,704	SPC	3,62	/			

iii) Armatures transversales :(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

Empêcher le déplacement transversal du béton

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. (Voir les plans de ferrailage).

Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA8,

Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

	<u>NIV</u>	<u>a</u>	<u>H</u>	<u>h_p</u>	<u>h₀</u>	<u>l_f</u>	<u>λ_g</u>	<u>ρ_a</u>	<u>St</u>	<u>A_t (cm²)</u>	<u>A_t (cm²)</u>	<u>OBS</u>
<u>Zone nodale</u>	<u>S-SOL</u>	0,55	4,5	0,2	4,3	3,04	5,53	0,003	10	2,01	1,65	CV
	<u>RDC</u>	0,55	4,08	0,2	3,88	2,74	4,99	0,00244	10	2,01	1,34	CV
	<u>ET1</u>	0,55	3,06	0,2	2,86	2,02	3,68	0,00244	10	2,01	1,34	CV
<u>Zone courante</u>	<u>S-SOL</u>	0,55	4,5	0,2	4,3	3,04	5,53	0,003	12	2,01	1,98	CV
	<u>RDC</u>	0,55	4,08	0,2	3,88	2,74	4,99	0,00244	12	2,01	1,61	CV
	<u>ET1</u>	0,55	3,06	0,2	2,86	2,02	3,68	0,00244	12	2,01	1,61	CV
<u>Zone nodale</u>	<u>ETG:2/5</u>	0,5	3,06	0,2	2,86	2,02	4,04	0,00268	10	2,01	1,34	CV
<u>Zone courante</u>	<u>ETG:2/5</u>	0,5	3,06	0,2	2,86	2,02	4,04	0,00268	12	2,01	1,61	CV
<u>Zone nodale</u>	<u>ETG:6/8</u>	0,45	3,06	0,2	2,86	2,02	4,49	0,00298	10	2,01	1,34	CV
<u>Zone courante</u>	<u>ETG:6/8</u>	0,45	3,06	0,2	2,86	2,02	4,49	0,00298	12	2,01	1,61	CV

Tableau.VI-2. Armatures transversales des poteaux.

▪ Conclusion :

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux.

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

▪ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

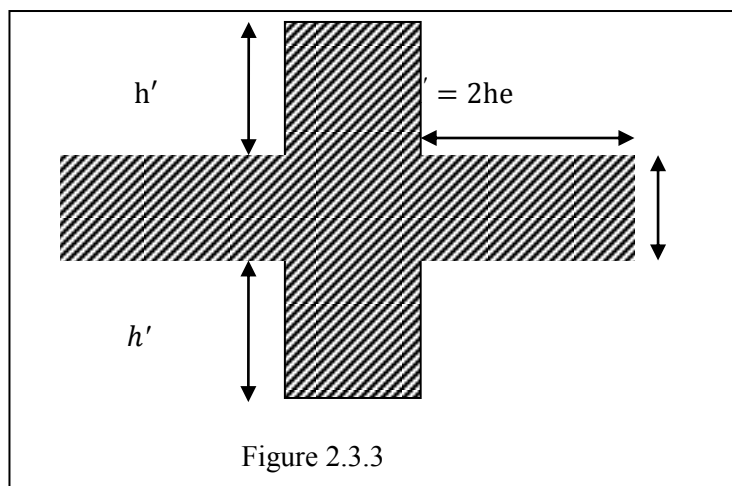


Tableau VI-3 : détermination de la zone nodal.

Poteaux	H(m)	h'(cm)
55 x 55	4,50	70
	4,08	63
50 x 50	3,06	60
45x 45	3,06	60

Tableau VI-3 : De la longueur minimale des recouvrements

▪ **La longueur minimale des recouvrements est de :**

	$\Phi(\text{cm})$	$L_r = 50\Phi(\text{cm})$
Pour la zone I	2	100
Pour la zone II	1,6	80
Pour la zone III	1,6	80

iv) **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

ZONE	NIV	b	d	H	h _{poutre}	h ₀	l _f	λg	ρa	I (KN)	τ _b	τ _{bu}	condition
Zone I	s-sol	0,55	0,53	4,5	0,3	4,2	2,97	5,40	0.075	58,46	0,20	1	CV
	RDC	0,55	0,53	4,08	0,3	3,78	2,67	4,86	0.04	58,46	0,20	1,88	CV
	ET1	0,55	0,53	4,5	0,3	4,2	2,97	5,40	0.075	58,46	0,20	1	CV
Zone II	ETG:2/5	0,5	0,48	3,06	0,3	2,76	1,95	3,90	0.04	56,18	0,23	1,88	CV
Zone III	ETG:6/8	0,45	0,43	3,06	0,3	2,76	1,95	4,34	0.04	52,4	0,27	1,88	CV

Tableau V1.4 : Vérification des contraintes tangentielles.

Vérifications à l'ELS :

i) État limite de compression de béton:

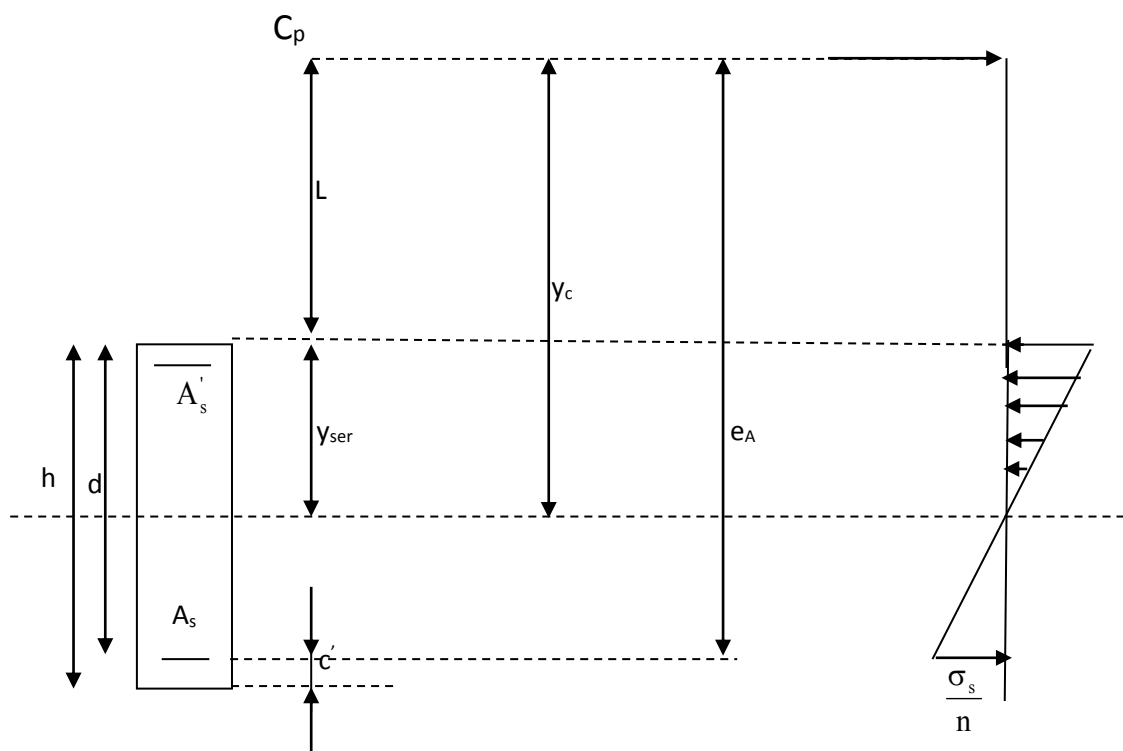
La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa}$$

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

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

▪ Section partiellement comprimée



▪ **Position de centre de pression.**

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section)} \\ L > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section)} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <>

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L) \\ q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\bullet \text{ Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

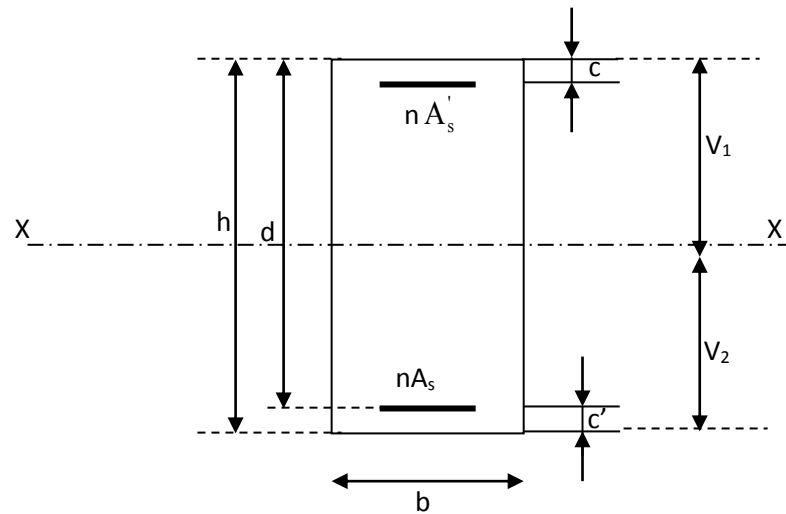
$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) \quad \text{Avec } n=15.$$

ii) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.
Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Vérifications à l'ELS

niveau	ZONE	SECTION	SOLLICITATION	N	M	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sous Sol ; RDC ET1	1	55×55	N _{max} -M _{cor}	- 345,02	4,805	17,6	13,7	348	1,18	0,9	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	- 1955,1	-0,018	88,7	88,7	348	5,91	5,91	15	CV
			M _{max} -N _{cor}	- 1118,4	44,77	68,8	32,6	348	4,68	2,08	15	CV
ET2/5	2	50×50	N _{max} -M _{cor}	- 156,68	-0,038	8,57	8,53	348	0,57	0,57	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	- 1224,6	-1,478	67,6	66	348	4,51	4,4	15	CV
			M _{max} -N _{cor}	- 461,67	35,241	43,8	6,56	348	3,03	0,33	15	CV
ET6/8	3	45×45	N _{max} -M _{cor}	-11,23	-0,079	0,8	0,69	348	0,05	0,05	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	- 518,93	0,51	34,6	33,9	348	2,31	2,26	15	CV
			M _{max} -N _{cor}	- 110,94	55,422	57,1	-111,3	348	4,35	0	15	CV
Sous Sol; RDC ET1	1	55×55	N _{max} -M _{cor}	345,02	-4,344	17,4	13,9	348	1,17	0,92	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	- 1966,3	- 14,201	94,9	83,4	348	6,36	5,53	15	CV
			M _{max} -N _{cor}	1632,9	40,94	90,6	57,5	348	6,13	3,75	15	CV
ET2/5	2	50×50	N _{max} -M _{cor}	- 156,68	0,73	8,94	8,2	348	0,6	0,54	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	-	-0,886	67,3	66,4	348	4,49	4,42	15	CV

				1224,6								
			M _{max} -N _{cor}	- 664,58	35,99	55,3	17,2	348	3,8	1,04	15	CV
ET6/8	3	45×45	N _{max} -M _{cor}	-11,23	-0,378	1,04	0,490	348	0,07	0,03	15	CV
			N _{min} -M _{cor}	- 518,93	0,921	36	34,600	348	2,4	2,3	15	CV
			M _{max} -N _{cor}	- 155,29	48,83	59,5	- 96,600	348	4,48	0	15	CV

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

i) Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

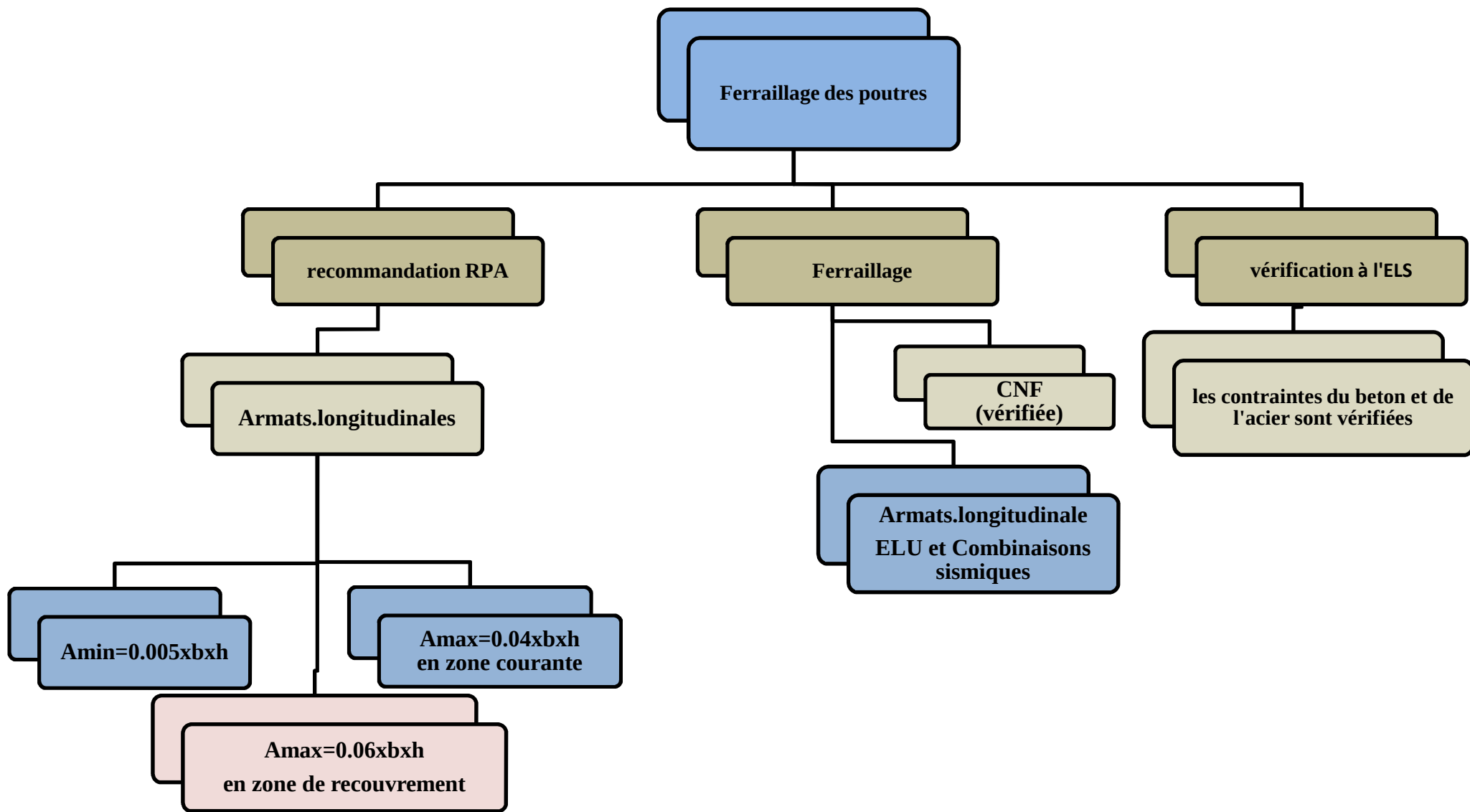
Tableau VI.6 : vérifications Condition de non fragilité

SENS	ZONE	SECTION	SOLLICITATION	Comb	N	M	Es	fe	f_{t28} (M_{pa})	b	d	A _{min}	Aa	OBS
X-X	1	55×55	N _{max} -M _{cor}	ELS	345,02	4,805	0,014	400	2,1	0,55	0,53	9,29	25,12	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-1955,1	-0,018	0,000	400	2,1	0,55	0,53	8,47	25,12	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	-1118,4	44,77	0,040	400	2,1	0,55	0,53	11,88	25,12	cv
	2	50×50	N _{max} -M _{cor}	ELS	-156,68	-0,038	0,000	400	2,1	0,5	0,48	6,98	20,6	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-1224,6	-1,47	0,001	400	2,1	0,5	0,48	7,03	20,6	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	459,2	30,811	0,067	400	2,1	0,5	0,48	19,56	20,6	cv
	3	45×45	N _{max} -M _{cor}	ELS	-11,23	-0,079	0,007	400	2,1	0,45	0,43	5,94	20,6	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-518,93	0,51	0,001	400	2,1	0,45	0,43	5,66	20,6	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	-110,94	55,42	0,500	400	2,1	0,45	0,43	1,71	20,6	cv
Y-Y	1	55×55	N _{max} -M _{cor}	ELS	345,02	-4,34	0,013	400	2,1	0,55	0,53	9,19	25,12	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-1966,3	-14,2	0,007	400	2,1	0,55	0,53	8,86	25,12	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	1632,9	40,94	0,025	400	2,1	0,55	0,53	10,17	25,12	cv
	2	50×50	N _{max} -M _{cor}	ELS	-156,68	0,73	0,005	400	2,1	0,5	0,48	7,20	20,6	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-1224,6	-0,886	0,001	400	2,1	0,5	0,48	7,00	20,6	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	-664,58	35,99	0,054	400	2,1	0,5	0,48	13,34	20,6	cv
	3	45×45	N _{max} -M _{cor}	ELS	-11,23	-0,37	0,033	400	2,1	0,45	0,43	7,94	16,08	cv
			N _{min} -M _{cor}	ELS	-518,93	0,921	0,002	400	2,1	0,45	0,43	5,70	16,08	cv
			M _{max} -N _{cor}	ELS	-155,29	48,83	0,314	400	2,1	0,45	0,43	1,22	16,08	cv



Chapitre VI

Ferraillage des poutres



VI.1) Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×40),
- poutres secondaires (25×30),

VI.2) Recommandation du RPA99 version 2003 :**i) Armatures longitudinales :**

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

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7,00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

- **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

- **En zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

ii) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\Phi) \rightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur de diamètre Φ_l des armatures longitudinales à adopter est le plus petit diamètre utiliser et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.3) Calcul du ferrailage

i) Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \begin{cases} 14.2 \text{ MPa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Pour feE400 on a : $\mu_l = 0.392$

Si : $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors :

- **1er cas :**

$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors : $\rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

Section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

- **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On Calcul:

$$M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

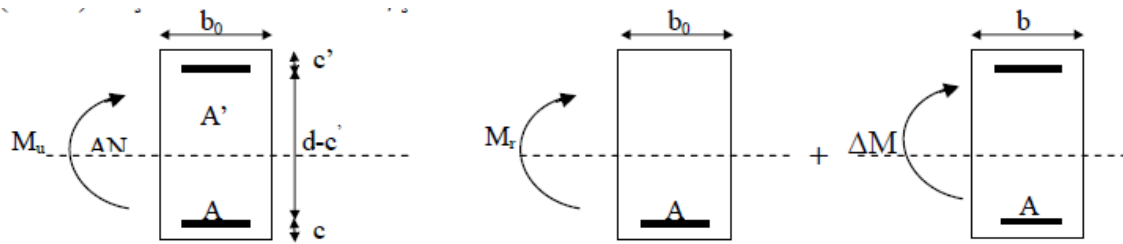


Figure VI.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.4) Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

i) Poutres principales :

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau (tab.5.1) suivant :

		ZONE	SECTION	M	μ	obs	At (cm ²)	A _{min} (0.005*b*h)	ferraillage	Aadp
POUTRE PRINCIPALE	EN TRAVÉE	1	35×40	99.24	0,0903	SSA	6.85	7.00	3HA14+2HA14	7.70
		2	35×40	95.12	0,0866	SSA	6.56		3HA14+2HA14	7.70
		3	35×40	55.66	0,0507	SSA	3.76		3HA14+2HA14	7.70
	AUX APPUIS	1	35×40	116.18	0.1057	SSA	8.10		3HA16+2HA12	8.29
		2	35×40	106.87	0,0973	SSA	7.41		3HA14+2HA14	7.70
		3	35×40	92.63	0,0843	SSA	6.38		3HA14+2HA14	7.70

Tableau. VI.1 : ferraillage des poutres principales

ii) Poutres secondaires

		ZONE	SECTION	M	μ	obs	At (cm ²)	A _{min} (0.005*b*h)	ferraillage	Aadp
POUTRE SECONDAIRE	EN TRAVÉE	1	25×30	39.6	0,1423	SSA	4.40	3.75	3HA12+2HA12	5.65
		2	25×30	39.6	0,0929	SSA	3.72		3HA12+2HA12	5.65
		3	25×30	40.14	0,1442	SSA	4.47		3HA12+2HA12	5.65
	AUX APPUIS	1	25×30	40.43	0,0949	SSA	3.80		3HA12+2HA12	5.65
		2	25×30	40.43	0,1453	SSA	4.50		3HA12+2HA12	5.65
		3	25×30	43.18	0,1013	SSA	4.07		3HA12+2HA12	5.65

Tableau.VI.2 : ferraillage des poutres secondaires

VI.5) Les différentes vérifications :**a) Vérification à L'ELU :****i) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

- **Poutre principale**

$$A_{adp} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 0.35 \cdot 0.4 = 7 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires**

$$A_{adp} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 0.25 \cdot 0.3 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		zone	Aadp	Amin	OBS
Poutre principale	En travée	zone:1,2,3	7.70	7	cv
	Aux appuis	zone:1 zone: 2,3	8.29 7.70	7	cv
Poutre secondaires	En travée	zone:1, 2,3	5.65	3.75	cv
	Aux appuis	zone:1, 2,3	5.65	3.75	cv

Tableau. VI.3 : Vérification de la condition de non fragilité

→ La condition de non fragilité est vérifiée

ii) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

- **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{161.39 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.1507} = 3.13 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 3.13 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{42,01 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28 \times 0,11304} = 1,474 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,474 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

iii) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

- **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 161,39 \text{ KN.}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{161,39 \times 10}{35 \times 38} = 1,21 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 42,01 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{42,01 \times 10}{25 \times 28} = 0,60 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

iv) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

- **Sens principale :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,35 \times 16,67 \times 10^3 = 798,15 \text{ KN.}$$

$$V_u = 161,39 \leq 798,15 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 \times 16,67 \times 10^3 = 420,08 \text{ KN.}$$

$$V_u = 42,01 \leq 420,08 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

v) Influence sur les armatures :

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : était pris avec son signe.

$$\text{Si : } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

• **Sens principale :**

$$A_{adopt} = 7.70 \geq \frac{1,15}{400} \left(161.39 + \frac{-116.18}{0,9 \times 0,38} \right)$$

$$A_{adopt} = 7.70 \text{ cm}^2 \geq -0,512 \text{ cm}^2$$

• **Sens secondaire :**

$$A_{adopt} = 5,65 \geq \frac{1,15}{400} \left(42.01 + \frac{-43.18}{0,9 \times 0,28} \right)$$

$$A_{adopt} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq -0,37 \text{ cm}^2$$

vi) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les : $\Phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les : $\Phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les : $\Phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12 : l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14 : l_s = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les : $\Phi 16 : l_s = 22,57 \text{ cm}$.

b) Vérification à L'ELS :

i) Etat limite de compression du béton :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et } \sigma_s = \frac{M_{sr}}{\beta \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	ZONE	SECTION	M _{smax}	A _{adp}	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}
			(KN.m)	(cm ²)				(MPa)	(MPa)	[Mpa]
POUTRE PRINCIPALE	EN TRAVÉE	1	40×35	41.702	7.70	0.675	0.878	21.7	162.228	7.450
		2	40×35	29.013	7.70	0.675	0.878	21.7	112.865	5.183
		3	40×35	33.013	7.70	0.675	0.879	23.7	129.124	5.433
	AUX APPUIS	1	40×35	81.005	8.29	0.727	0.876	25.3	293.378	11.587
		2	40×35	63.203	7.70	0.675	0.880	26.6	245.460	9.204
		3	40×35	65.039	7.70	0.675	0.879	28.4	252.688	8.874
POUTRE SECONDAIRES	EN TRAVÉE	1	30×25	28.31	5.65	0.571	0.887	29.2	201.586	6.892
		2	30×25	31.99	5.65	0.571	0.887	29.2	227.790	7.787
		3	30×25	37.11	5.65	0.571	0.887	29.2	264.262	9.034
	AUX APPUIS	1	30×25	27.99	5.65	0.571	0.887	29.2	199.307	6.814
		2	30×25	45.45	5.65	0.571	0.887	29.2	323.634	11.064
		3	30×25	50.71	5.65	0.571	0.887	29.2	361.088	12.345

Tableau.VI.4: Vérification des contraintes a l'ELS

ii) Vérification de la flèche (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

$$\bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.214\text{cm}$ sens des poutres principales.

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.092\text{cm}$ sens des poutres secondaires.

D'où la flèche est vérifiée

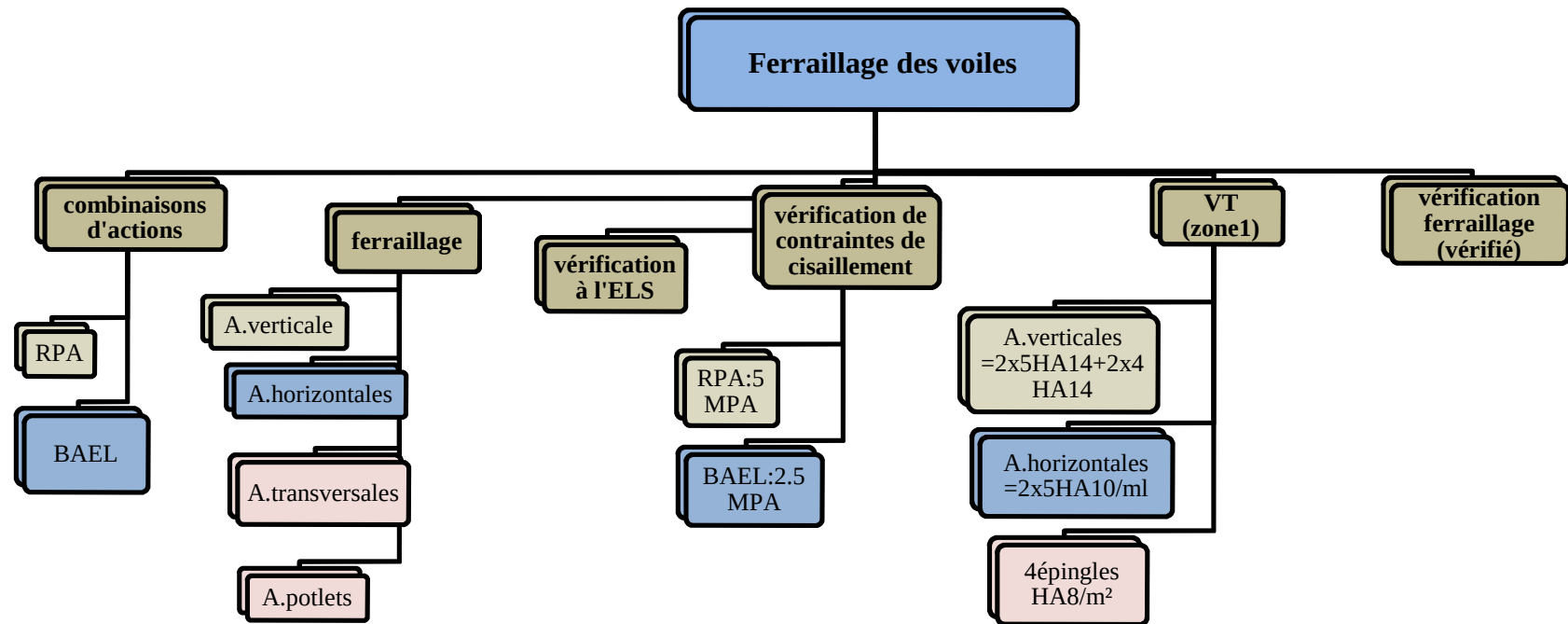
iii) État limite d'ouverture des fissures : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.



Chapitre VII

Ferraillage des voiles



VII.1) Ferrailage des voiles :**1) Introduction :**

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

VII.2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{ll} \text{Selon le BAEL 91} & \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \text{Selon le RPA version 2003} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right. \end{array}$$

VII.3) Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en trois zones de calcul.

- **Zone 1** : Sous sol, RDC et 1^{er} niveau

- **Zone 2** : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème}, 5^{ème} niveau

- **Zone 3** : 6^{ème} et 7^{ème}, 8^{ème} niveau

i) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

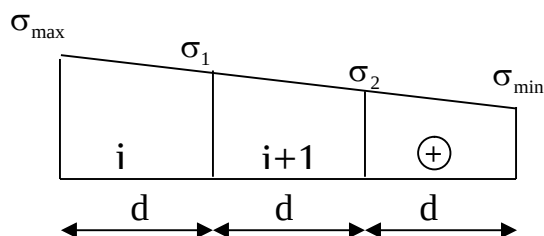
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

ii) Armatures verticales :

• Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :

e : épaisseur du voile.

♦ Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

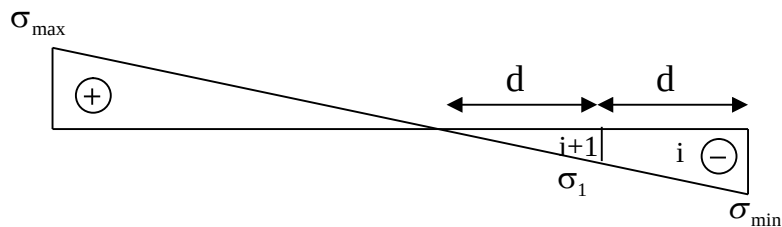
B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

• Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



♦ **Détermination des armatures :**

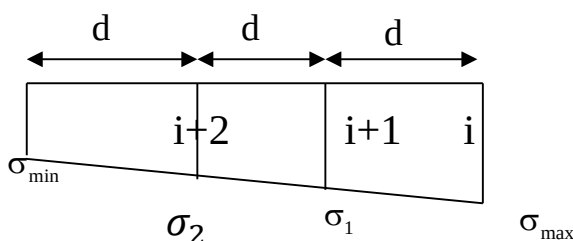
$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



♦ **Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

iii) **Armatures minimales :**

• **Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } B = d \cdot e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

iv) **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

• **D'après le RPA 99 :**

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %.

En zone courantes 0,10 %

- ♦ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- ♦ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

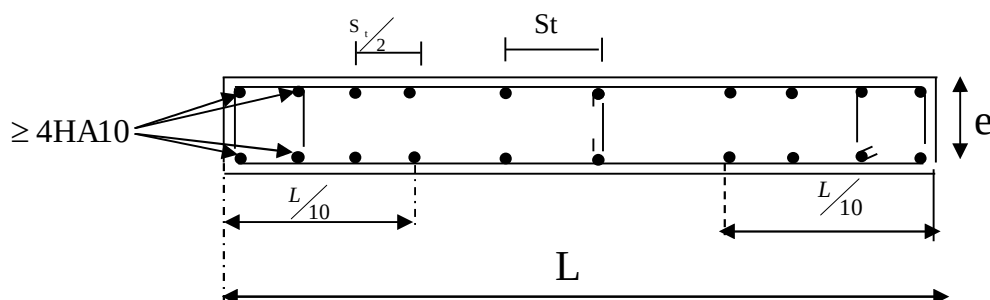


Fig.VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- ♦ **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VII.4) Vérification à L'ELS :

On a : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

i) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

- $\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

VII.5) Exemple de calcul :

i) Ferraillage de Voile transversales VT :

a. Zones I :

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.88 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.375 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0.94 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = -5804.83 \text{ KN} \\ \sigma_{\max} = 9371.16 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{9371.16}{5804.83 + 9371.16} \times 1.88 = 1.16 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.88 - 1.16 = 0.72 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{2.66}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.16 \right) = 0.77 \text{ m}$$

Soit deux tronçons : (d_1, d_2)

Avec :

$$d_1 = 0.36 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.36 \text{ m}$$

❖ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,72 - 0,36}{0,72} \times (-5804,83) = -2902,415 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{5804,83 + 2902,415}{2} \times 0,36 \times 0,20 = 313,46 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = \frac{313,46 \times 10}{400} = 7,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 7,83 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times d_1 \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \times d_1 \times e \right) = \max \left[2,28 \text{ cm}^2 ; 5,3 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 5,3 \text{ cm}^2$$

❖ **2^{eme} tronçon : d2 = 0,69 m**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

$$N_2 = \frac{6840,87}{2} \times 0,69 \times 0,20 = 472,78 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{472,78 \times 10}{400} = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 11,82 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times d_2 \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \times d_2 \times e \right) = \max \left[0,869 \text{ cm}^2 ; 3,6 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopte :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique.

1^{ere} bande : 10HA14 = 15.38 cm² **soit :** 5HA14/nappe.avec un espacement de **9 cm.**

2^{eme} bande : 8HA14 = 12.31 cm² **soit :** 4HA14/nappe.avec un espacement de **12 cm.**

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_v/4 = 10,05 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0,15\% B = 6,6 \text{ cm}^2$

Soit : 20HA10 = 15.7 cm² /ml avec **St = 20 cm**

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures dans les poteaux est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

ii) Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = 2.107 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 2.107 < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{e \times d} = 2.95 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 2.95 < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

iii) Vérification a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \Rightarrow \sigma_b = 11.298 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 11.298 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

♦ **Ferrailage de voile : VT**

	Zone	I			II	III
Caractéristiques géométriques	Etage	SS	RDC	ET1	ET2/5	ET6/8
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,88	1,88	1,88	1,90	1,93
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)	0,375	0,375	0,375	0,38	0,385
	He	4,500	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	4,10	3,68	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	711,200	711,200	711,200	602,270	307,720
	N _{ser} (kN)	4497,20	4497,20	4497,20	2986,55	1314,83
	Vu (kN)	995,680	995,680	995,680	843,178	430,808
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	9371,160	9371,160	9371,160	4056,320	2662,760
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	-5804,830	-5804,830	-5804,830	-1771,13	-1339,62
	σ_s (kN/m²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,16	1,16	1,16	1,32	1,28
	L _t	0,72	0,72	0,72	0,58	0,64
	d	0,77	0,77	0,77	0,88	0,85
	d _{adopté}	0,36	0,36	0,36	0,29	0,32
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,36	0,36	0,36	0,29	0,32
	σ_1	2902,415	2902,415	2902,415	885,565	669,810
	N ₁	312,24	312,24	312,24	76,71	64,73
	N ₂	104,08	104,08	104,08	25,57	21,58
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)	7,81	7,81	7,81	1,92	1,62
	A _{v2} /bande (cm²)	2,60	2,60	2,60	0,64	0,54
	A _{vj} (cm²)	27,38	27,38	27,38	23,19	11,85
	A'v1/bande/nappe	14,65	14,65	14,65	7,71	4,58
	A'v2/bande/nappe	9,45	9,45	9,45	6,44	3,50
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)	3,77	3,77	3,77	3,03	3,38
age adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	15,38	15,38	15,38	9,04	4,71
	A'v2 adopté (cm²)	12,31	12,31	12,31	9,04	4,71

	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA14	10HA14	8HA12	8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA14	8HA14	8HA14	6HA12	6HA10
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9	9	10
		Bande 2	12	12	12	14	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,63	5,63	5,63	5,70	5,78
	AH adopté (cm ²)		15,7	14,13	10,99	10,99	10,99
	choix de la section		20HA10	18HA10	14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,950	2,950	2,950	2,465	1,243
	2,26 Mpa	τ_u	2,107	2,107	2,107	1,761	0,888
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	11,298	11,298	11,298	7,589	3,354

-3/Ferraillages des voiles : VL1

	Zone	I			II	III
Caractéristiques géométriques	Etage	SS	RDC	ET1	ET2/5	ET6/8
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)	4,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,88	1,88	1,88	1,90	1,93
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,375	0,375	0,375	0,38	0,385
	He	4,500	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	4,20	3,78	2,76	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)	270,890	270,890	270,890	166,200	111,300
	N _{ser} (kN)	783,62	783,62	783,62	534,69	241,27
	Vu (kN)	379,246	379,246	379,246	232,680	155,820
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	10465,360	10465,360	10465,360	3504,560	3306,220
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	-7556,500	-7556,500	-7556,500	-1604,580	-1282,94
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,09	1,09	1,09	1,30	1,39
	L _t	0,79	0,79	0,79	0,60	0,54
	d	0,73	0,73	0,73	0,87	0,92
	d adopté	0,39	0,39	0,39	0,30	0,27
	d2 = L _t - d adopté	0,39	0,39	0,39	0,30	0,27
	σ_1	3778,250	3778,250	3778,250	802,290	641,470

	N ₁		445,56	445,56	445,56	71,81	51,78
	N ₂		148,52	148,52	148,52	23,94	17,26
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		11,14	11,14	11,14	1,80	1,29
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,71	3,71	3,71	0,60	0,43
	A _{vi} (cm ²)		10,43	10,43	10,43	6,40	4,29
	A'v1/bande/nappe		13,75	13,75	13,75	3,39	2,37
	A'v2/bande/nappe		6,32	6,32	6,32	2,20	1,50
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,13	4,13	4,13	3,13	2,83
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		15,38	15,38	15,38	6,28	6,28
	A'v2 adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	4,71	3,14
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA14	10HA14	8HA10	8HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA12	8HA12	8HA10	6HA10	4HA10
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9	10	9
		Bande 2	13	13	13	15	15
Armature s horizonta les	AH /nappe (cm ²)		5,63	5,63	5,63	5,70	5,78
	AH adopté (cm ²)		15,7	14,13	10,99	10,99	10,99
	choix de la section		20HA10	18HA10	14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transverse s	Espacement st(cm)		20	20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,124	1,124	1,124	0,680	0,450
	2,26 Mpa	τ_u	0,803	0,803	0,803	0,486	0,321
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,969	1,969	1,969	1,373	0,612

-4/Ferraillages des voiles : VL2

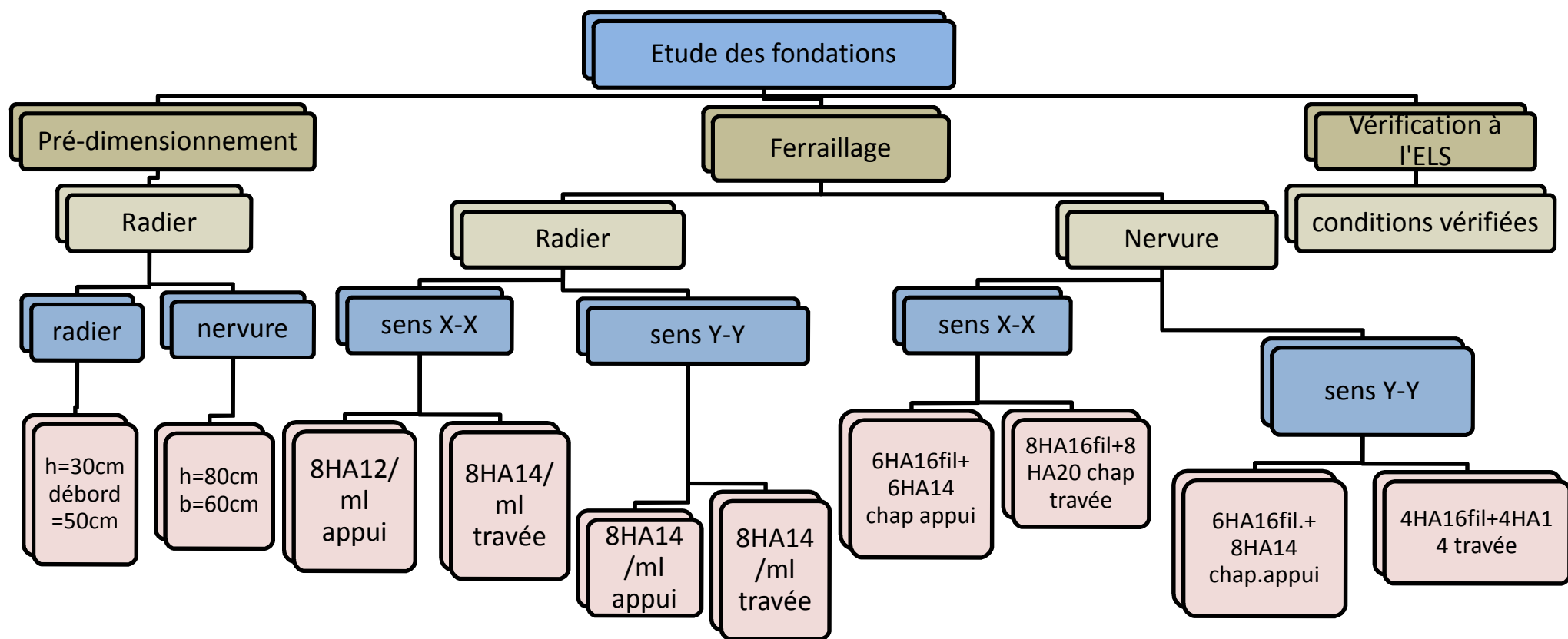
	Zone	I			II	III
Caractéristiques géométriques	Etage	SS	RDC	ET1	ET2/5	ET6/8
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,3	0,3	0,3
	hauteur etage (m)	4,5	4,08	3,1	3,1	3,1
	L (m)	2,03	2,03	2,0	2,1	2,1
	e (m)	0,20	0,20	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,405	0,405	0,4	0,4	0,4
	He	4,500	4,080	3,1	3,1	3,1
	h	4,20	3,78	2,8	2,8	2,8
Solicitation de calcul	T(kN)	349,040	349,040	349,0	290,3	164,7
	N _{ser} (kN)	932,24	932,24	932,2	649,3	287,1
	Vu (kN)	488,656	488,656	488,7	406,5	230,5
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	11007,880	11007,880	11007,9	4628,1	3748,3
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	-7118,840	-7118,840	-7118,8	-2198,1	-1319,9
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,0	400,0	400,0
	L _c	1,23	1,23	1,2	1,4	1,5
	L _t	0,80	0,80	0,8	0,7	0,5
	d	0,82	0,82	0,8	0,9	1,0
	d _{adopté}	0,40	0,40	0,4	0,3	0,3
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,40	0,40	0,4	0,3	0,3
	σ_1	3559,420	3559,420	3559,4	1099,0	659,9
	N ₁	424,61	424,61	424,6	108,8	53,5
	N ₂	141,54	141,54	141,5	36,3	17,8
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10,62	10,62	10,6	2,7	1,3
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,54	3,54	3,5	0,9	0,4
	A _{vj} (cm ²)	13,44	13,44	13,4	11,2	6,3
	A'v1/bande/nappe	13,97	13,97	14,0	5,5	2,9
	A'v2/bande/nappe	6,90	6,90	6,9	3,7	2,0
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	4,18	4,18	4,2	3,5	2,8
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	15,83	15,83	15,8	7,9	6,3
	A'v2 adopté (cm ²)	9,04	9,04	9,0	6,3	4,7
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	14HA12	14HA12	10HA10	8HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA12	8HA12	8HA10	6HA10
	ST	30	30	30,0	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	6	9	9,0	8	9
		Bande 2	13	13	13,0	13	13
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,08	6,08	6,1	6,15	6,23
	AH adopté (cm ²)		15,17	14,13	11,0	10,99	10,99
	choix de la section		20HA10	18HA10	14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20,0	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,341	1,341	1,341	1,102	0,617
	2,26 Mpa	τ_u	0,958	0,958	0,958	0,787	0,441
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,174	2,174	2,174	1,539	0,676



Chapitre VIII

Etude des fondations



VIII-Etude de l'infrastructure :**VIII.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 extérieurs.

i) 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.

ii) Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VIII.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

VIII.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.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera Le type de semelle convenable.

i) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SS1.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré)}$$

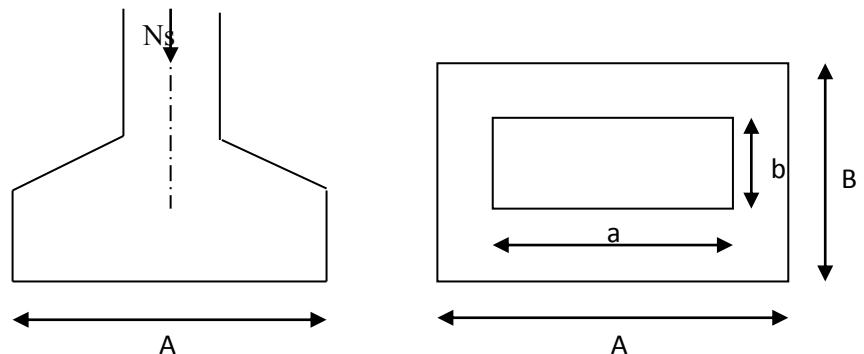
$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1952,04 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1952,04}{200}} = 3,12\text{m} \Rightarrow A = B = 3,12\text{m}$$



Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

ii) Semelles filantes :**• Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2$ MPa),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

• Sens longitudinal :

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
VL1	767 ,15	2,15	1,78	3,827
VT4	912,46	2,30	1,98	4,554
				St=8,381

• Sens transversal :

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
VT1	4401 ,22	2,15	10,23	21,9945
				St=21,9945

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 30,375 m².**

VIII.4) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

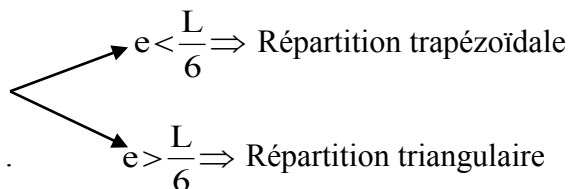
i) Hypothèse de calcul :

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 :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

• Application :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C ₃	587,25	-12,10	-7105,725	-6,165
C ₇	1282,40	-7,60	-9746,24	-5,947
C ₁₀	1952,04	-2,80	-5465,712	-14,356
C ₁₃	1732,14	1,90	3291,066	6,865
C ₁₆	1633,73	5,50	8985,515	-0,794
C ₁₉	1049,86	8,80	9238,768	0,007
C ₂₂	535,60	12,10	6480,76	0,042
	R=8773,02		$\Sigma = 5678,432$	$\Sigma = -20,348$

On a :

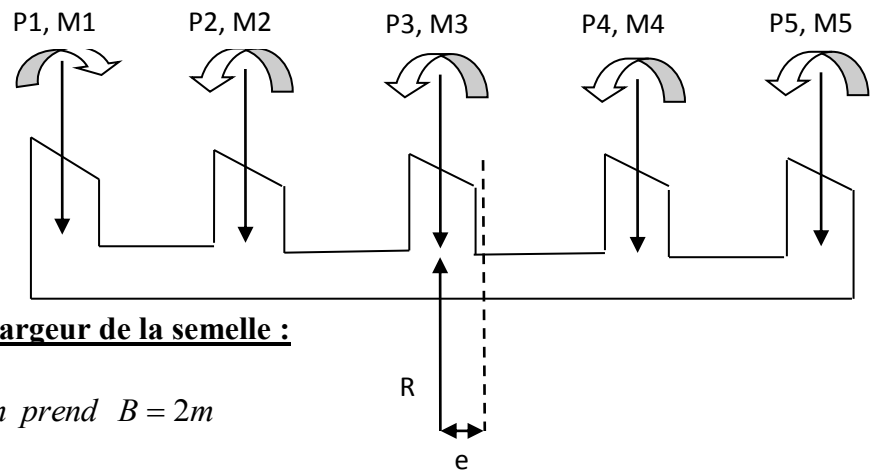
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad \Rightarrow \quad e = 0,64 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{24,2}{6} = 4,03 \text{ m}$$

Dans notre cas on aurait une répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8773,02}{24,2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,64}{24,2}\right) = 304,99 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8773,02}{24,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,64}{24,2}\right) = 420,04 \text{ kN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8773,02}{24,2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,64}{24,2}\right) = 491,28 \text{ kN/m}$$



• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{391,28}{200} = 1,95 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 2 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2 \times 24,2 = 48,40 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = (48,40 \times 2 + 2 \times 19,75) + (8,50 \times 5 + 2,1 \times 2 \times 4) = 165,60 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 165,60 + 30,375 = 195,975 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 24,2 \times 8,50 = 205,70 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{195,975}{205,70} = 0,9527$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 95,27 %

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 (l'assise), vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur donc, il est préalable d'établir un radier général (présentera une grande rigidité), ces fondations constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer la stabilité au renversement de la structure
- Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.
- Limiter les tassements différentiels.

VIII.5) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

i) Pré dimensionnement du radier :**• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

• Selon la condition forfaitaire :**• Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

• **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Soit **$h_n = 80 \text{ cm}$**

ii) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,96 \text{ m}$$

D'où :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 96 \leq b_n \leq 0.7 \times 96$$

$$38,40 \leq b_n \leq 67,20 \longrightarrow \mathbf{b_n = 60 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h_{ner} = 80 \text{ cm}} \\ \mathbf{h_{dalle} = 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{b_{ner} = 60 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

iii) Détermination des efforts :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{ cm}\right) = 40\text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 50\text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{débord} = (24,20 \times 0,50 + 8,50 \times 0,50) \times 2 = 32,70\text{ m}^2$$

la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 205,70 + 32,70 = 238,40\text{ m}^2$

iv) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

Poids de la dalle : $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \gamma_b = [(238,40) \times 0,30 \times 25] = 4262,63\text{ KN}$.

Poids des nervures : $G_{nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times \gamma_{rb} = [(0,80 - 0,3) \times 0,6 \times 25 \times (24,2 \times 3) + (8,50 \times 7)] = 990,75\text{ KN}$.

Poids du remblai en TVO : $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \gamma_b$

$$G_{TVO} = [(238,40 - ((24,2 \times 3) + (8,50 \times 7)) \times (0,8 - 0,3) \times 25] = 1328,75\text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante ($\gamma_p = 10\text{ cm}$): $[(238,40 \times 25 \times 0,1)] = 596\text{ KN}$

$$G_{tot} = 7178,13\text{ KN}$$

v) Combinaisons d'actions :

$G = 24100,72\text{ KN}$ (Les résultats du ETABS)

$Q = 5604,72\text{ KN}$

• **L'ELU :** $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40943,052\text{ KN}$

• **L'ELS :** $N_s = G + Q = 29705,44\text{ KN}$

vi) Détermination de la surface nécessaire du radier :**• L'ELU :**

$$S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{40943,052}{1,33 \times 200} = 153,92 m^2$$

• L'ELS :

$$S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{29705,44}{200} = 148,52 m^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 153,92 m^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.6) Vérification :**i) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{40943,052 \times 1}{238,40} \times \frac{4,80}{2} = 412,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{412,17}{1 \times 0,270} = 1526,56 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \text{ MPa}$$

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

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

ii) 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 consi
- $M = M_0 + T_0 \cdot h$

Avec :

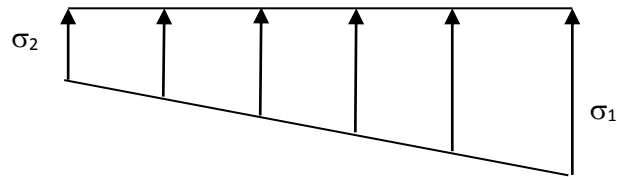
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

Figure. Diagramme des contraintes

• **L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

• **L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

iii) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,10m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4.25m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

iv) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24,2 \times 8,50^3}{12} = 1238,48 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{8,50 \times 24,2^3}{12} = 10038,84 m^4$$

v) Calcul des moments :

$$N_u = 40943,052 \text{ KN}$$

$$N_s = 29705,44 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 5,438 \text{ KN.m}$$

$$T = 844,57 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 5,276 \text{ KN.m}$$

$$T = 866,20 \text{ KN}$$

$$M_{xx} = 5,438 + 844,57 \times 1 = 850,008 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 5,276 + 866,20 \times 1 = 871,476 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	180,04	163,43	175,88	132,90	116,29	128,74	CV
Y - Y	172,11	171,37	171,92	124,96	124,24	124,78	CV

VIII.7) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

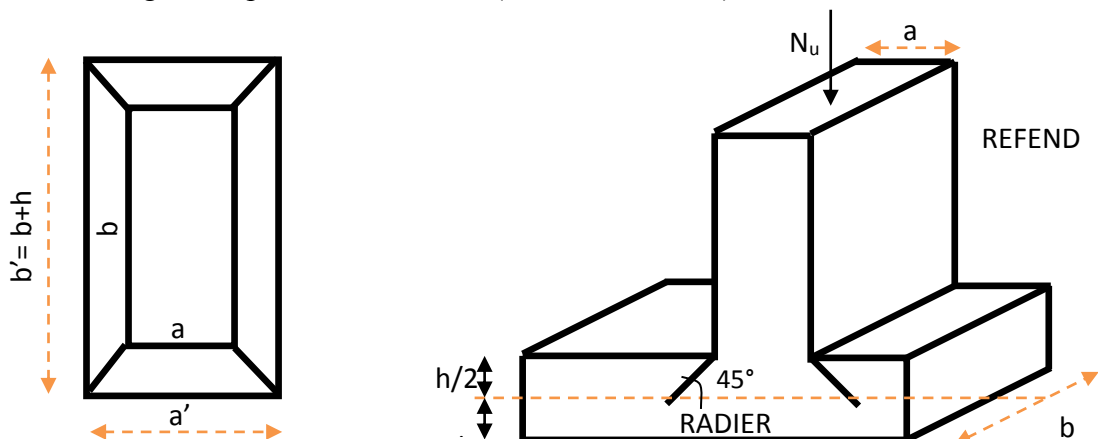


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

i) Calcul du périmètre utile μ_c :• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 1) = 6.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2698,01 \text{ KN}$$

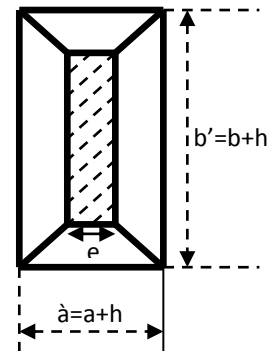
$$N_u < (0,07 \times 6.2 \times 1 \times 25000) / 1.5 = 7233.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 2,3 + 2 \times 1) = 9 \text{ m}$$

$$N_u = 6038,19$$

$$N_u < 0,07 \times 1 \times 9 \times 25000 = 15750 \text{ KN}$$

VIII.8) Ferraillage du radier :i) Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

ii) Identification du panneau :

$$L_x = 4,25 \text{ m} ; L_y = 4,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{4,80} = 0,88$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

• L'E.L.U. :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (175,88 - \frac{7178,13}{238,40}) \times 1ml = 145,77 kN/m$$

• L'E.L.S. :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (128,74 - \frac{7178,13}{238,40}) \times 1ml = 98,63 kN/m$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 145,77 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0478 \\ U_y = 0,740 \end{cases}$$

i) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0478 \times 145,77 \times (4,25^2) = 125,85 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,740 \times 125,85 = 93,129 \text{ KN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

ii) Ferrailage:

$$M_{app} = -0,5 M$$

$$M_t = 0,75 M$$

$$u_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}}$$

Avec : $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm})$

		M (kn.m)	μ	$\mu < \mu = 0.392$	β	A (cm ²)	A _{adop} /ml (nØ)	St (cm)
Sens X-X	Appui	-62,92	0,0655	Cv→SSA	0,966	7,02	9,05 (8HA12)	12
	Travée	94,38	0,0983	Cv→SSA	0,948	10,73	12,31 (8HA14)	12
Sens Y-Y	Appui	-46,56	0,0485	Cv→SSA	0,975	5,17	9,05 (8HA14)	12
	Travée	69,84	0,0728	Cv→SSA	0,963	7,86	12,31 (8HA14)	12

iii) Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de

leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho = 0,8\%$ pour les HA FeE400

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 60 \times \frac{3 - 0,88}{2} = 5,088 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,088 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,088 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

• En travée : $\begin{cases} A_{ua}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,088 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,088 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

➤ Calcul a LELS :

$$q_s = 98,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0549 \\ U_y = 0,818 \end{cases}$$

i) Calcul des moments M_u , M_v .

$$M_{0X} = u_x \times q_s l_x^2 = 0,0549 \times 98,63 \times (4,25^2) = 97,80 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,818 \times 97,80 = 80 \text{ KN}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

• Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 97,80 = -48,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 97,80 = 73,35 \text{ KN.m}$$

• Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 80 = -40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 80 = 60 \text{ KN.m}$$

ii) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	-62,92	-48,90	1,28	0,0655	0,0854	0,495	Vérifiée
	Travée	94,38	73,35	1,28	0,0983	0,1291	0,495	Vérifiée
Y- Y	Appuis	-46,56	-40	1,28	0,0485	0,0615	0,495	Vérifiée
	Travée	69,84	60	1,28	0,0728	0,0935	0,495	Vérifiée

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton

VIII.9) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

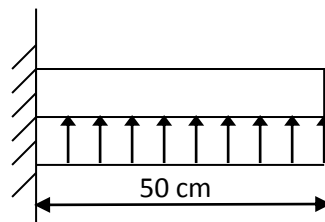


fig X-4 : Schéma statique du débord

i) Sollicitation de calcul :**• L'ELU :**

$$P_u = 145,77 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-145,77 \times (0,50)^2}{2} = -18,22 \text{ KN.m}$$

• L'ELS

$$P_s = 98,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-98,63 \times 0,50^2}{2} = -12,32 \text{ KN.m}$$

ii) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,22 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,01 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,01 \Rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,22 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,94 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

• Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$ et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

➤ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18,22}{12,32} = 1,47 \quad \mu = 0,01 \Rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VIII.10) Ferraillage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises

par chaque panneau se subdivisent en deux types de charges trapézoïdales et triangulaires..

- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

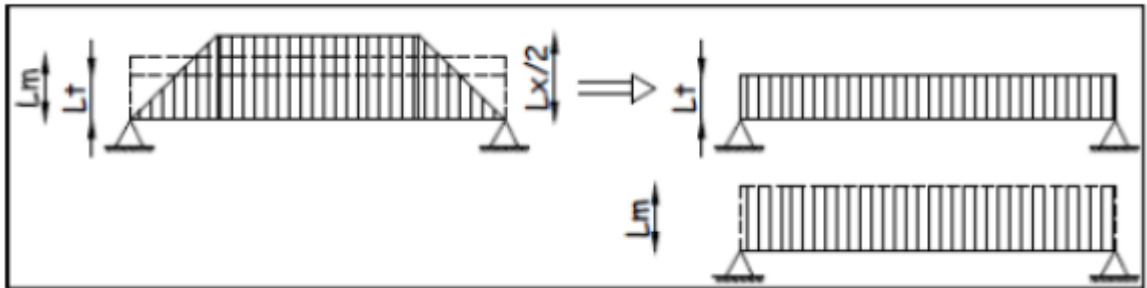


Figure: Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

• **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

- ii) Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

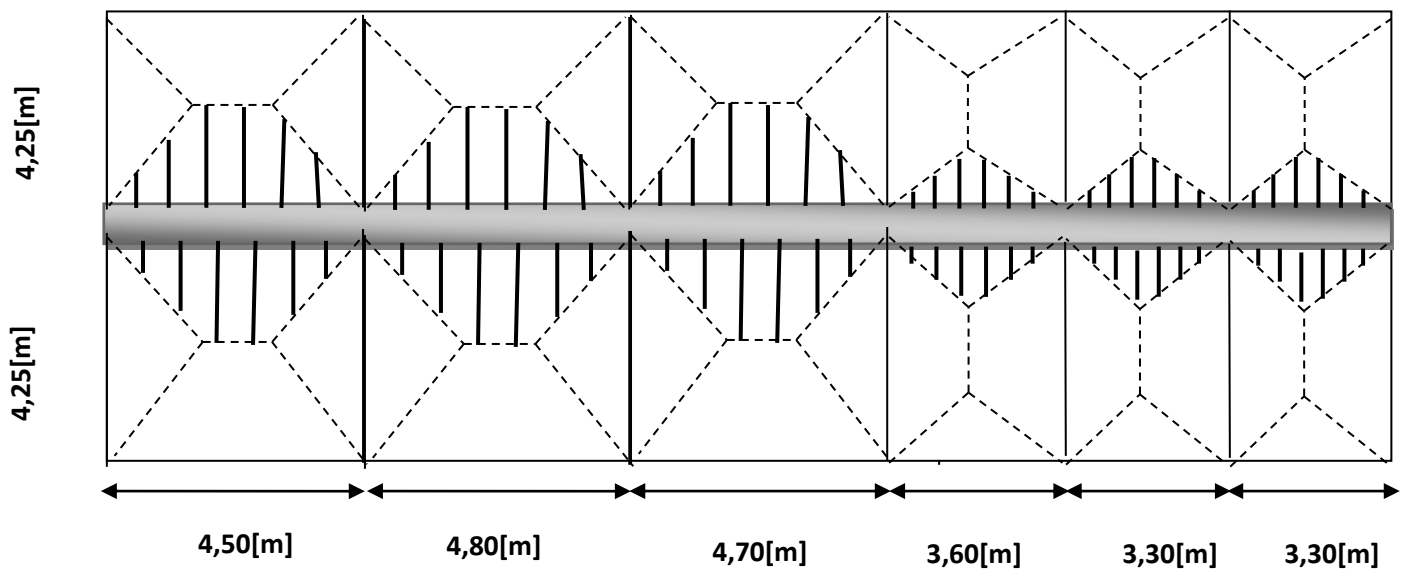
- Sens longitudinal :

$$\text{ELU : } q_u = 145,77 \text{ KN/m}$$

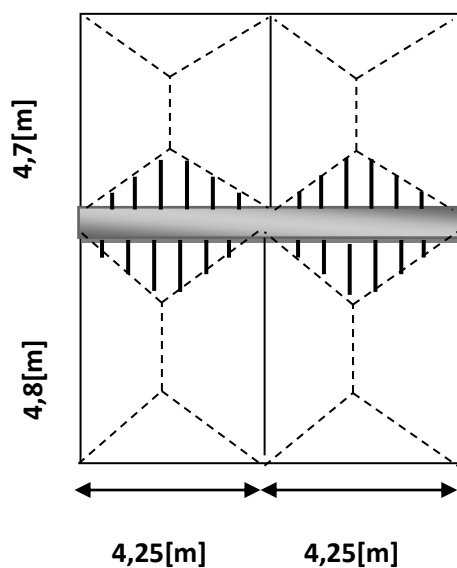
$$\text{ELS : } q_s = 98,93 \text{ KN/m}$$

- iii) Schéma statique de calcul :

- Sens longitudinal (fil 2) :



- Sens transversal (fil E) :



- Sens longitudinal (on a 6 fils) :
- Calcul des charges (avec le fil la plus sollicité fil 2) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
AB	1	3,30	4,25	0,77	Triangulaire	1,0989	1,1608	145,77	98,63	160,186	320,37	108,38	216,76	196,2	392,4	114,4	228,8
	2	3,30	4,25	0,77	Triangulaire	1,0989	1,1608	145,77	98,63	160,186		108,38		196,2		114,4	
BC	1	3,30	4,25	0,77	Triangulaire	1,0989	1,1608	145,77	98,63	160,186	320,37	108,38	216,76	196,2	392,4	114,4	228,8
	2	3,30	4,25	0,77	Triangulaire	1,0989	1,1608	145,77	98,63	160,186		108,38		196,2		114,4	
CD	1	3,60	4,25	0,84	Triangulaire	1,1988	1,1649	145,77	98,63	174,749	349,41	118,23	236,47	169,8	339,6	114,5	229
	2	3,60	4,25	0,84	Triangulaire	1,1988	1,1649	145,77	98,63	174,749		118,23		169,8		114,5	
DE	1	4,25	4,70	0,90	Trapézoïdal	1,5510	1,2643	145,77	98,63	226,089	452,17	152,97	305,95	184,3	368,6	124,7	249,4
	2	4,25	4,70	0,90	Trapézoïdal	1,5510	1,2643	145,77	98,63	226,089		152,97		184,3		124,7	
EF	1	4,25	4,80	0,88	Trapézoïdal	1,5646	0,3989	145,77	98,63	228,071	456,14	154,31	308,63	58,14	116,28	39,34	78,68
	2	4,25	4,80	0,88	Trapézoïdal	1,5646	0,3989	145,77	98,63	228,071		154,31		58,14		39,34	
FG	1	4,25	4,50	0,94	Trapézoïdal	1,4991	1,1861	145,77	98,63	218,523	437,04	147,85	295,71	172,9	345,8	116,9	233,8
	2	4,25	4,50	0,94	Trapézoïdal	1,4991	1,1861	145,77	98,63	218,523		147,85		172,9		116,9	

- Sens transversal (on a 3 fils) :
- Calcul des charges (avec le fil le plus sollicité fil D) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$
1-2	1	4,25	4,80	0,885	Triangulaire	1,415	1,062	145,77	98,63	206,26	412,52	139,56	279,12	154,80	309,60	104,74	209,48
	2	4,25	4,80	0,885	Triangulaire	1,415	1,062	145,77	98,63	206,26		139,56		154,80		104,74	
2-3	1	4,25	4,70	0,904	Triangulaire	1,415	1,175	145,77	98,63	206,26	412,52	139,56	279,12	171,27	342,54	115,89	231,78
	2	4,25	4,70	0,904	Triangulaire	1,415	1,175	145,77	98,63	206,26		139,56		171,27		115,89	

- Sens longitudinale :

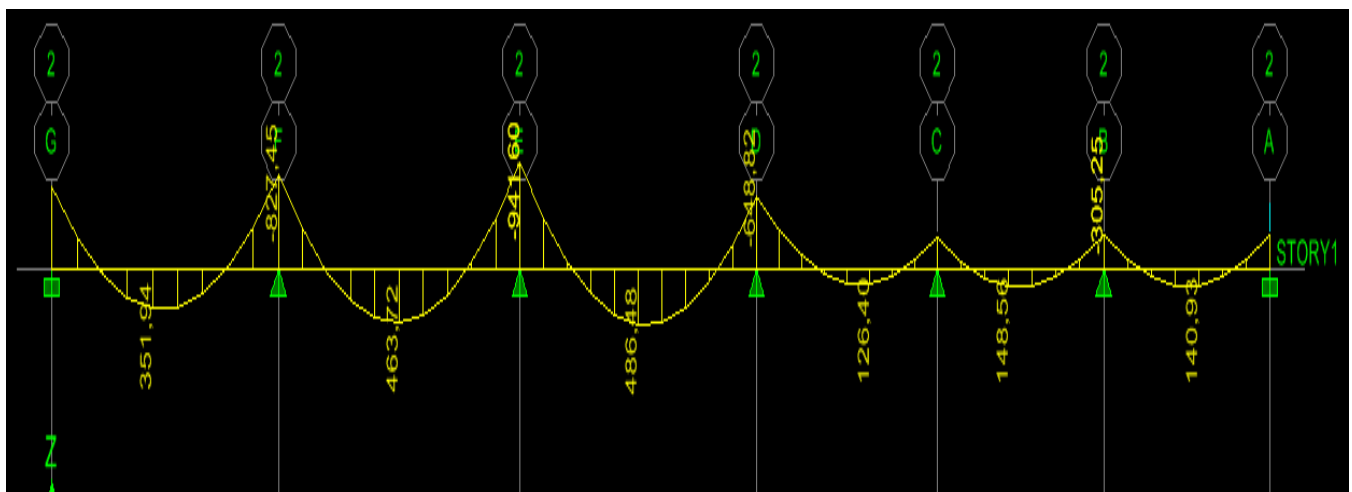
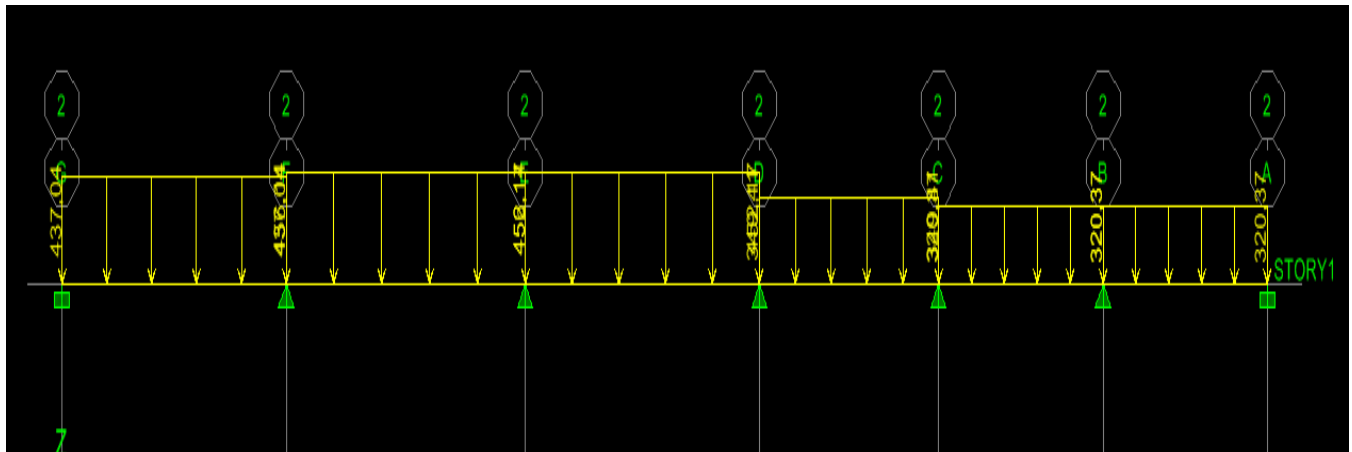
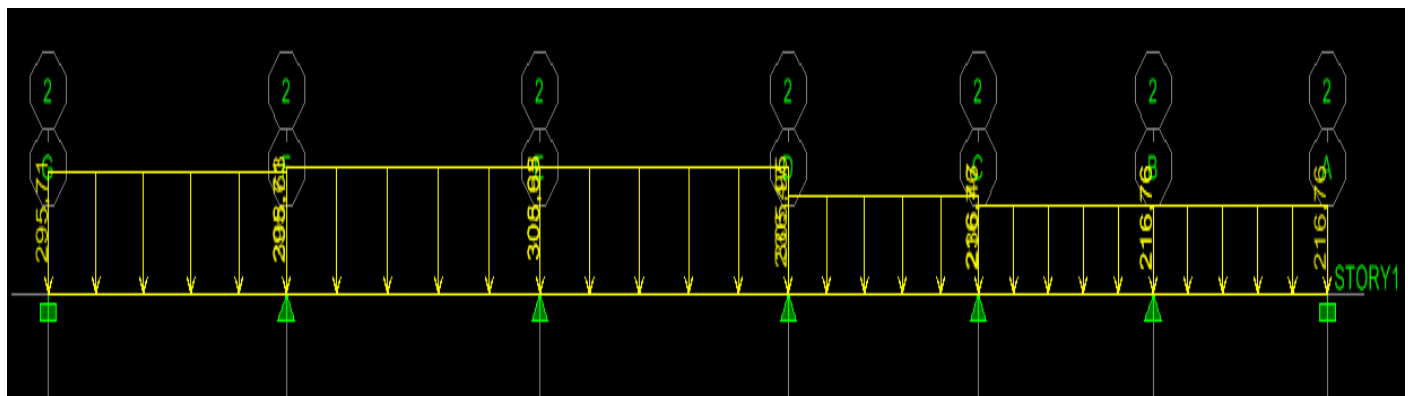
a) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

Figure IX.10. Schéma statique de la nervure à l'ELS

b) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

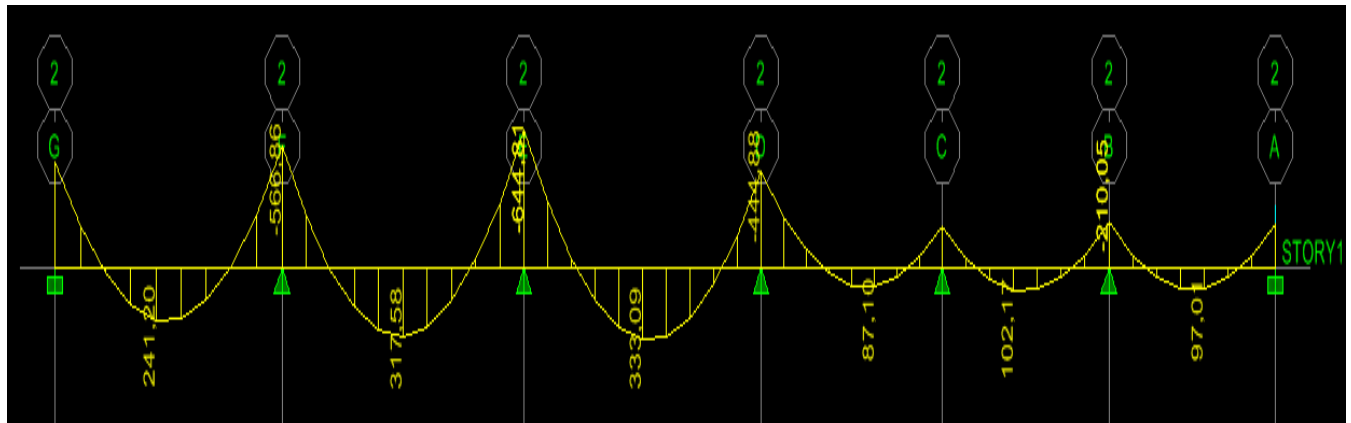


Figure IX.7. Schéma statique de la nervure à l'ELS.

c) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

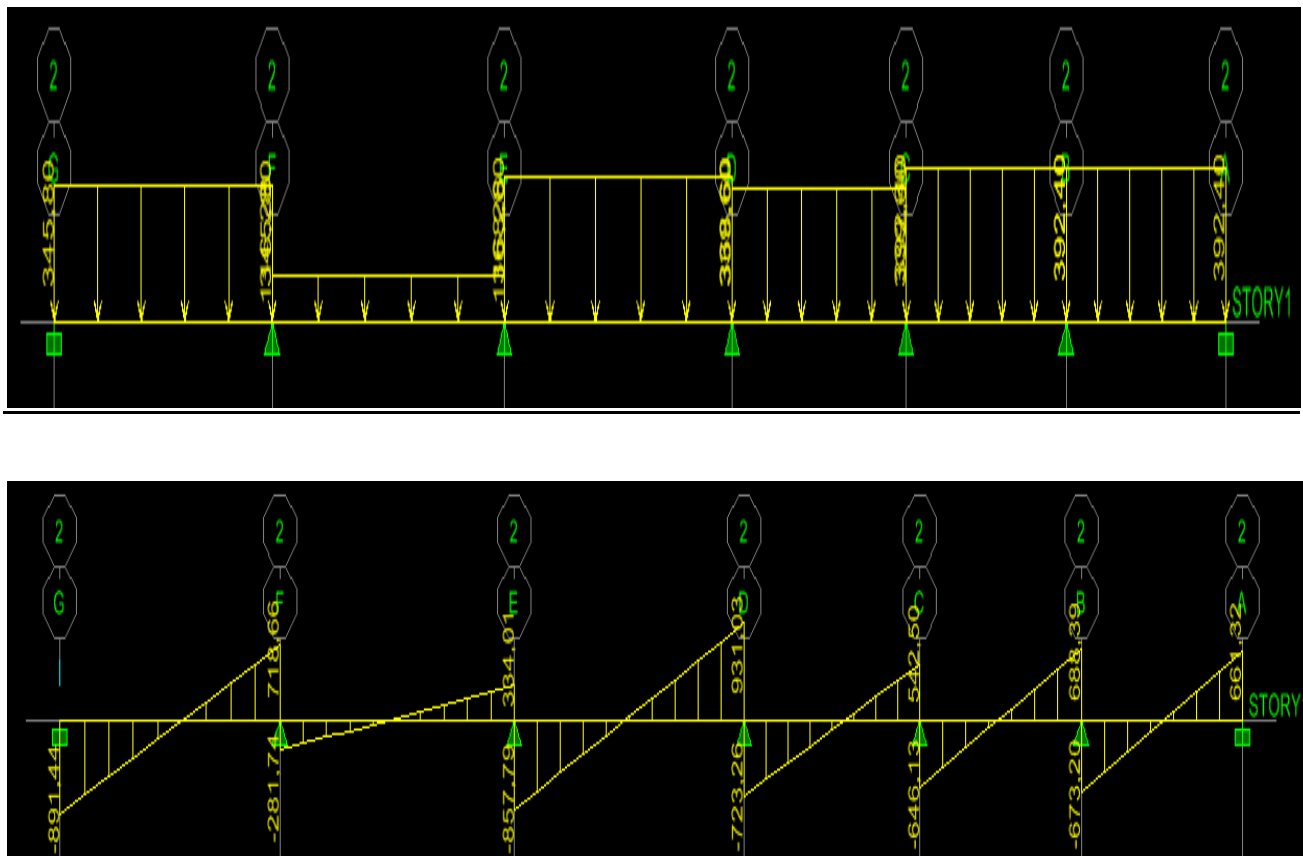


Figure IX.8 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

- Sens transversale :

a) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

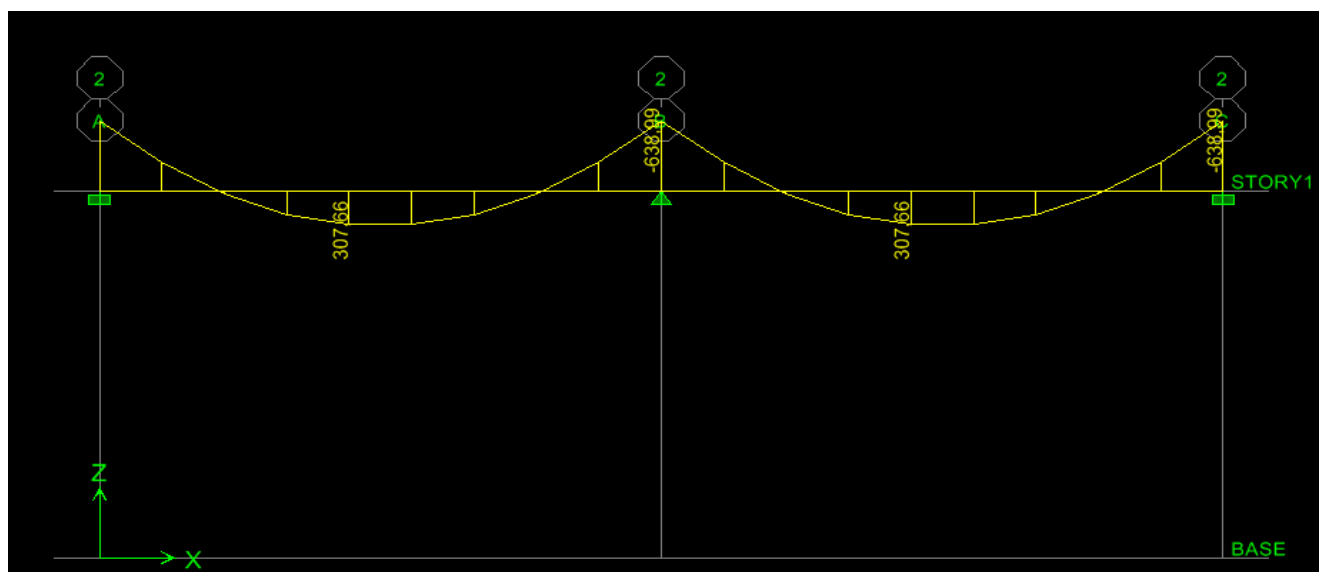
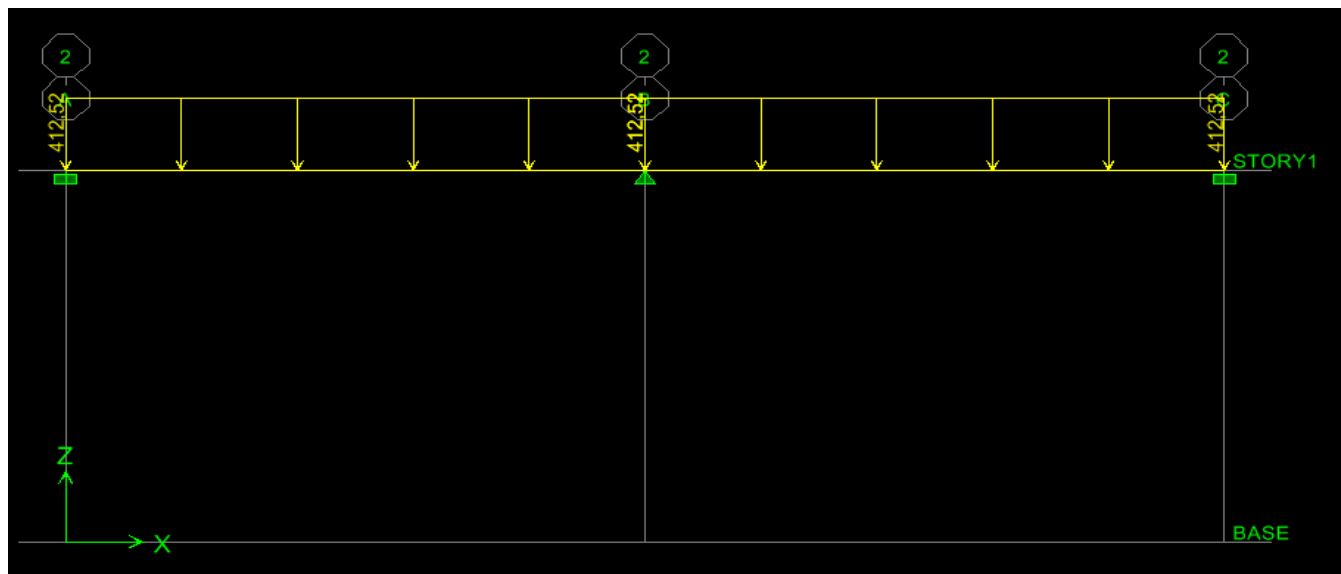


Figure IX.9. Schéma statique de la nervure à l'ELU.

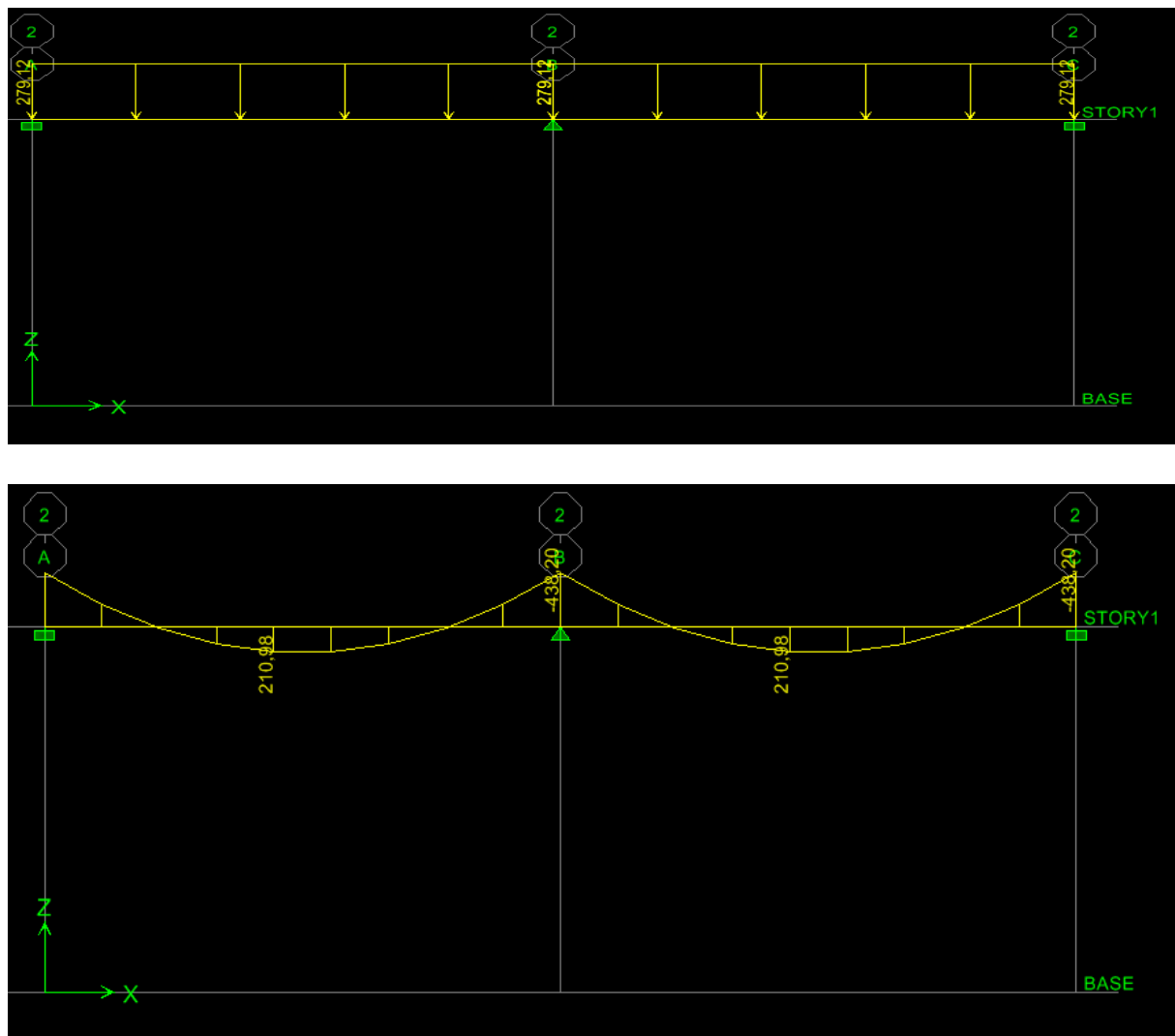
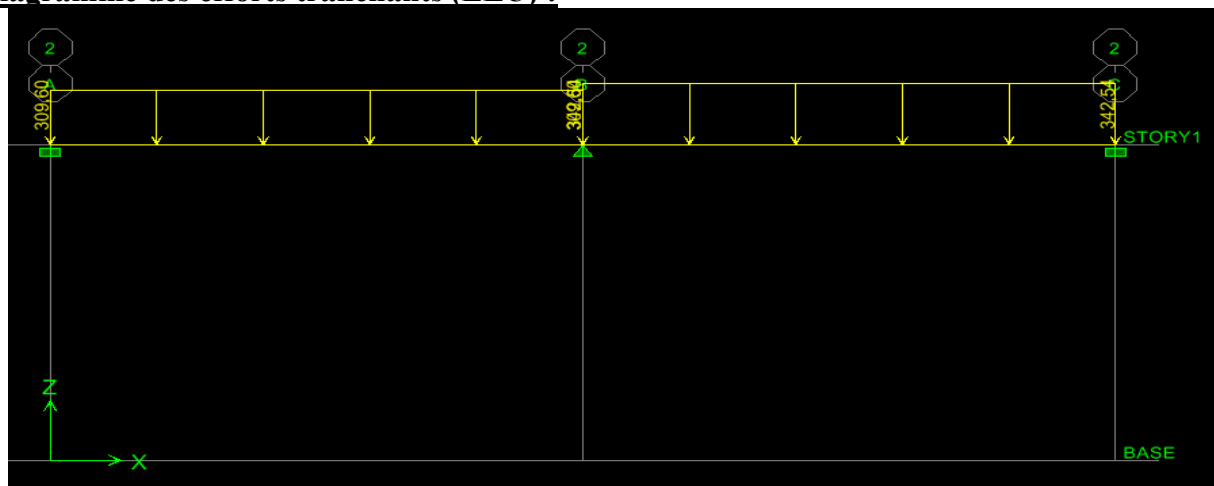
b) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

Figure IX.10. Schéma statique de la nervure à l'ELS.

G) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

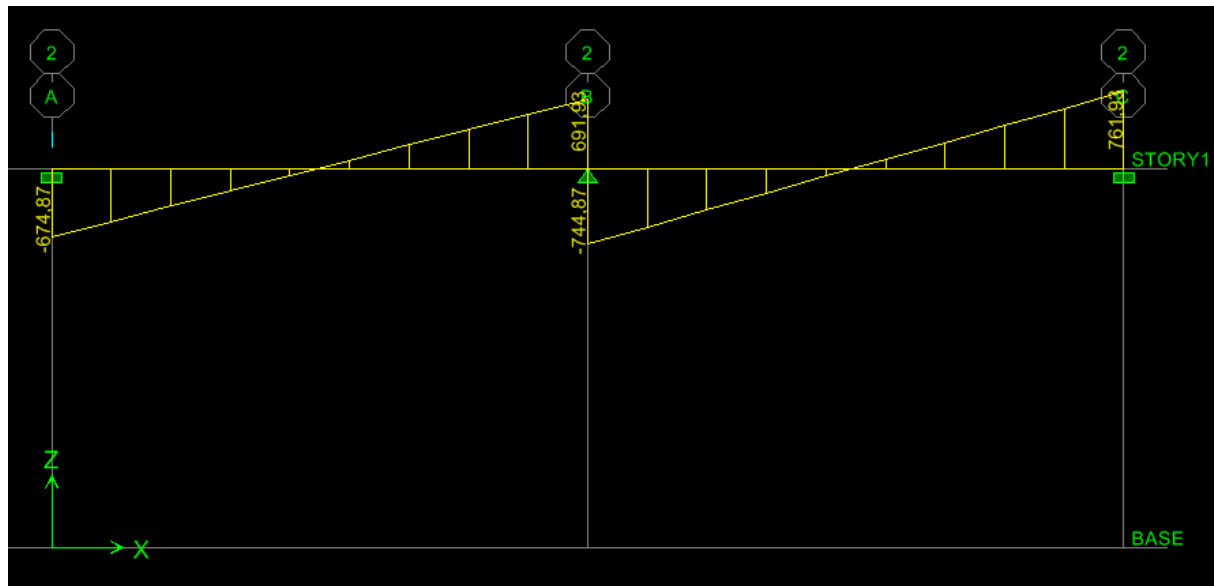


Figure IX.11 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

iv) Sollicitation maximale :**• Sens longitudinal :**

$$M_{t\max} = 486,48[\text{KN.m}]$$

$$M_{a\max} = 941,60[\text{KN.m}]$$

$$M_{ts\max} = 333,09[\text{KN.m}]$$

$$M_{as\max} = 644,81[\text{KN.m}]$$

$$T_{u\max} = 847,79[\text{KN}]$$

• Sens transversal :

$$M_{t\max} = 307,66[\text{KN.m}]$$

$$M_{a\max} = 638,99[\text{KN.m}]$$

$$M_{ts\max} = 512,26[\text{KN.m}]$$

$$M_{as\max} = 523,81[\text{KN.m}]$$

$$T_{u\max} = 744,87[\text{KN}]$$

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

v) Calcul des armatures :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 60 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 78 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Avec:

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \times d \times \sigma_{st}}$$

		M [KN.m]	μ	β	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	choix	$A_{adop}[\text{cm}^2]$
Sens Longitudinal	Appui	486,48	0,094	0,951	18,85	6HA16+6HA14	21,30
	Travée	941,60	0,182	0,899	38,59	8HA16+8HA20	41,20
Sens transversal	Appui	638,99	0,123	0,9345	25,19	6HA16+8HA14	25,32
	travée	307,66	0,059	0,9695	11,69	4HA16+4HA14	14,2

1) Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 78 \times 2,1}{400} = 5,65[\text{cm}^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 21,30[\text{cm}^2] > A_{min} = 5,65[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 41,20[\text{cm}^2] > A_{min} = 5,65[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 25,32[\text{cm}^2] > A_{min} = 5,65[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 14,20[\text{cm}^2] > A_{min} = 5,65[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte du cisaillement :

$$T_{umax} = 847,79[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4[\text{MPa}]\right) = \min(2,5[\text{MPa}]; 4[\text{MPa}]) = 2,5[\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{847,79 \times 10^3}{600 \times 780} = 1,81[\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2,5[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33[\text{mm}]$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8[\text{mm}]$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8[\text{mm}]$

• **Espacement max des armatures transversales**

$$\left. \begin{array}{l} S_{t\max} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ S_{t\max} \leq \min \{70,2 ; 40 \text{ cm}\} = 40\text{cm}. \end{array} \right\} \text{ (Art A.5.1, 22 / BAEL91).}$$

-Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2[\text{cm}] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15[\text{cm}]$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 20[\text{cm}] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15[\text{cm}]$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7[\text{cm}^2]$$

$$A_t^{\min} = 2,7[\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}12 = 4,52[\text{cm}^2]$$

2) **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	486,48	644,81	0,754	0,094	0,01236	0,127	Condition vérifiée
	Travée	941,60	333,09	2,826	0,182	0,2531	1,163	Condition vérifiée
Y- Y	Appuis	638,99	523,81	1,219	0,123	0,91155	0,360	Condition vérifiée
	Travée	307,66	512,26	0,600	0,059	0,07605	0,050	Condition vérifiée

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

vi) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à $3[\text{cm}^2]$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de $80[\text{cm}]$, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

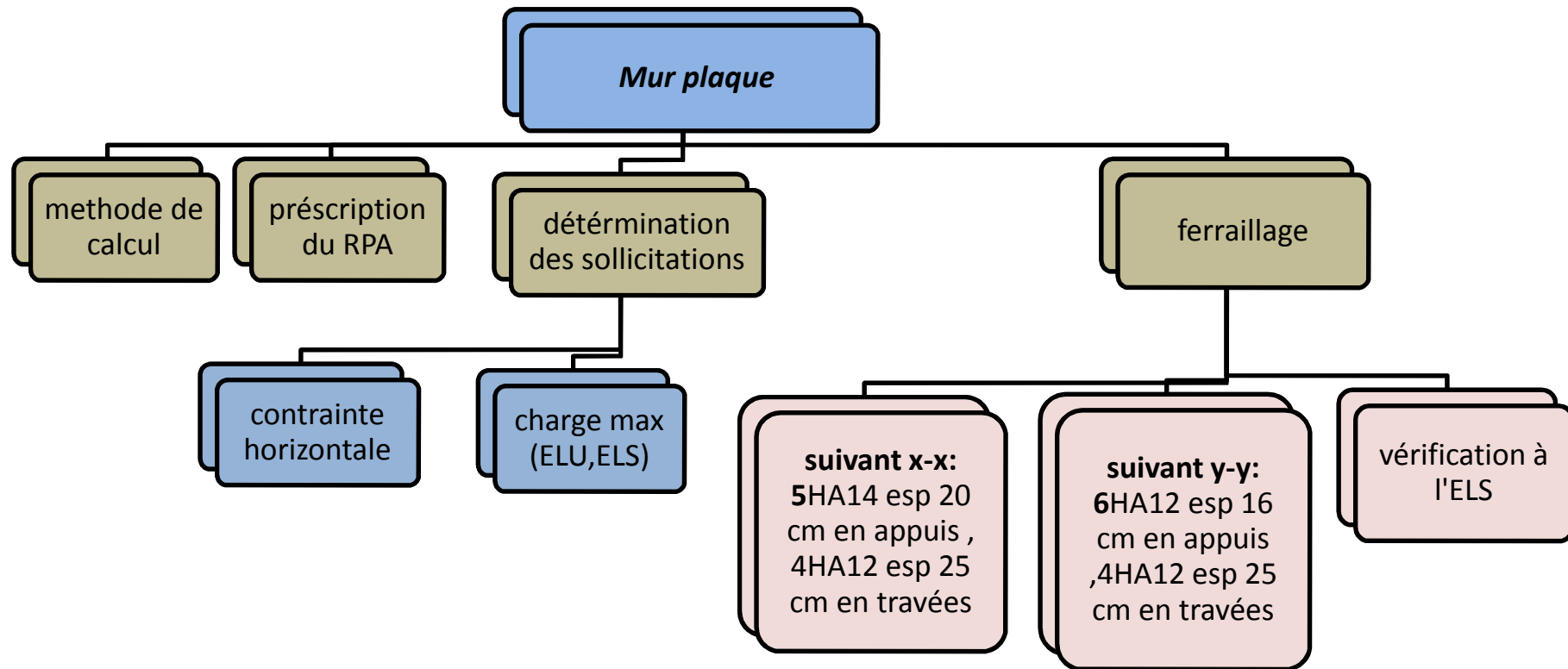
$$A_p = 3 * 0,8 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}14 = 3,08[\text{cm}^2]$$



Chapitre IX

ETUDE DU MUR PLAQUE



IX.1) Etude du mur plaque :

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 un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

Pré dimensionnement du mur plaque : (Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les murs plaques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

i) Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

ii) Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

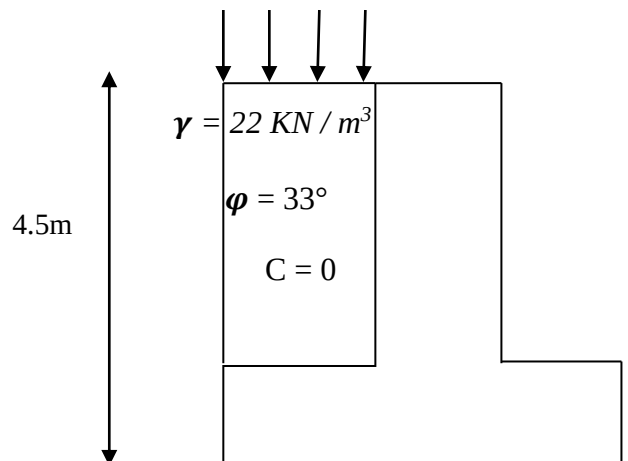


Schéma de mur plaque

IX.2) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.54$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 4.5 \text{ m}$$

• **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.54 = 8.1 \text{ KN / m}^2$$

$$h = 4.5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.54 \times (1.35 \times 22 \times 4.5 + 1.5 \times 10) = 80.27 \text{ KN / m}^2$$

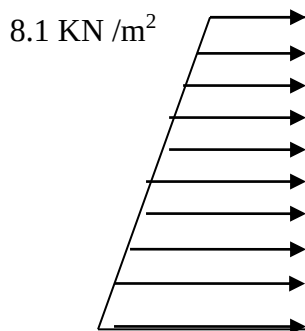
• **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.54 \times 10 = 5.4 \text{ KN / m}^2$$

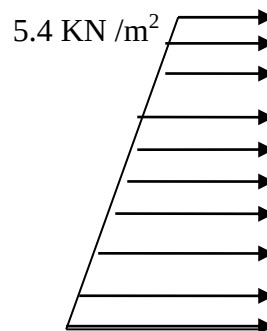
$$h = 4.5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.54 (10 + 22 \times 4.5) = 58.86 \text{ KN / m}^2$$

i) Diagramme des contraintes :



80.27 KN / m²

ELU



58.86 KN / m²

ELS

ii) Charges moyennes :

• **ELU :** $P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 80.27 + 8.1}{4} = 62.28 \text{ KN / ml}$

• **ELS :** $P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 58.86 + 5.4}{4} = 45.5 \text{ KN / ml}$

IX.3) Ferraillage du mur plaque :**i) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

ii) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

iii) Identification des panneaux :

$$l_x = 4.5 \text{ m}$$

$$l_y = 4,8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.5}{4.8} = 0,94; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

iv) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,94 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0419 \times 62,28 \times 4,5^2 = 52,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,864 \times 52,84 = 45,65 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ **Sens X - X :**

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 52,84 = 26,42 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 52.84 = 44.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 45.65 = 22.82 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 45.65 = 38.80 \text{ KN.m}$$

v) **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,94 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0491 \\ \mu_Y = 0,906 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0,0491 \times 45.5 \times 4.5^2 = 45.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,906 \times 45.24 = 40.98 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens X - X :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 45.24 = 22.62 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 45.24 = 38.45 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 40.98 = 20.49 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 40.98 = 34.83 \text{ KN.m}$$

IX.4) Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ _l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	26.42	0.057	0.392	SSA	0.971	4.34	2.17	4HA12=4.52	25
	Travée	44.91	0.098	0.392	SSA	0.948	7.56	2.17	5HA14=7.70	20
YY	Appuis	22.82	0.05	0.392	SSA	0.974	3.74	2.17	4HA12=4.52	25
	travée	38.80	0.08	0.392	SSA	0.958	6.46	2.17	6HA12=6.79	16

Tableau 1- ferrailage du mur plaque

i) Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

(b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

IX.5) Vérification à l'ELS :

i) Vérification des contraintes :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	Appui	26.42	22.62	1.16	0.0734	0.33	vérifiée
	Travée	44.91	38.45	1.16	0.1291	0.33	vérifiée
YY	appui	22.82	20.49	1.11	0.0641	0.30	vérifiée
	travée	38.80	34.83	1.11	0.1044	0.30	vérifiée

Tableau 1- ferrailage du mur plaque

IX.6) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_a}$$
$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{450} = 0.044 > \frac{M_t}{20M_a} = 0.0412 \Rightarrow \text{vérifiée}$$
$$\frac{A}{bd} = \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.0042 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION :

- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

Sens X-X :

En travée : 5HA14 avec un espacement de 20cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

Sens Y-Y :

En travée : 6HA12 avec un espacement de 16cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm



Conclusion Générale

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment (R+8+Ss) à ossature mixte est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

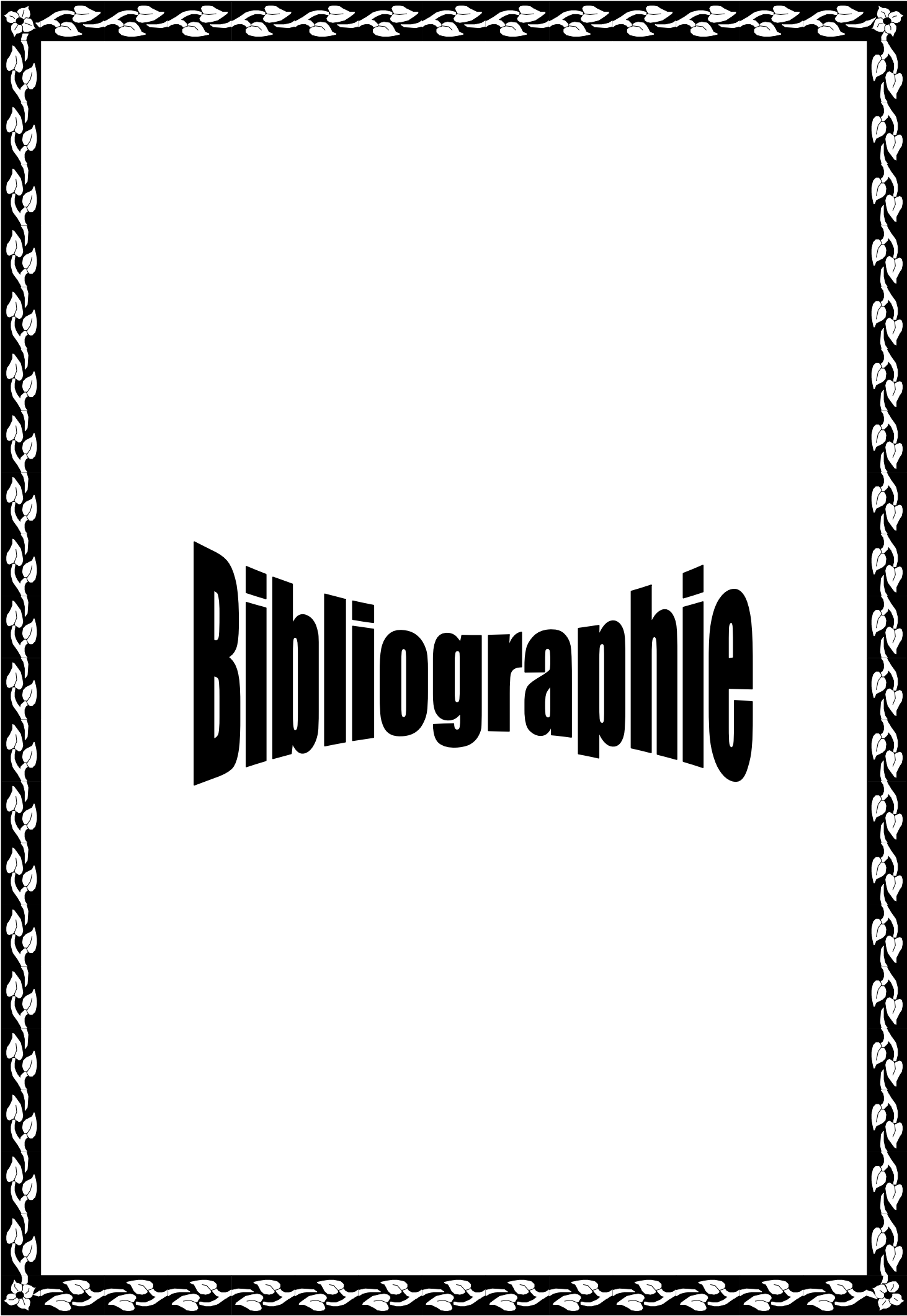
Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certains phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.



Bibliographie

Bibliographie

✚ *M Belazougui : “Calcul des ouvrages en béton armé”*

✚ *Henry Thonier:’ Conception et calcul des structures de bâtiment”*

✚ *Marius Divers : “Calcul des tours en béton armée “*

✚ *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2),*

Charges permanentes et surcharges d’exploitation

✚ *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*

✚ *Règles BAEL91 modifié 99*

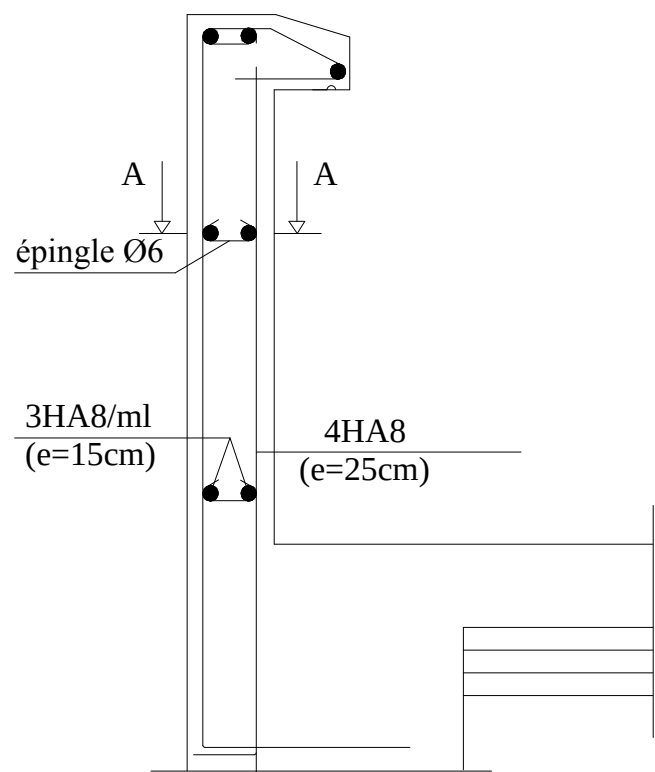
✚ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*

✚ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*

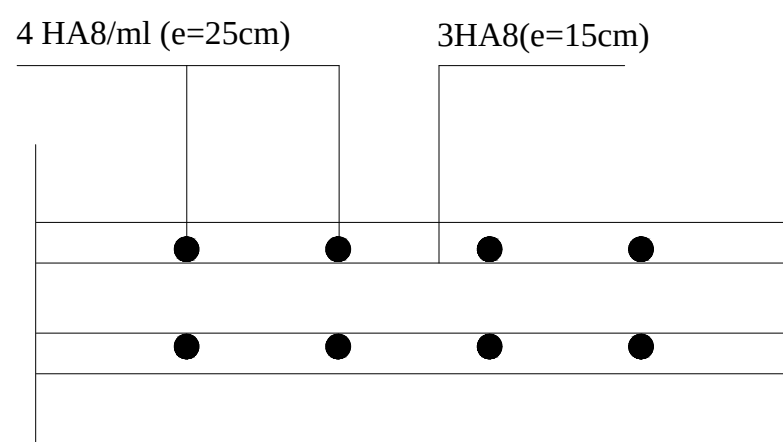
ALBERT Fuentes.

✚ *Cour et TD des années de spécialité*

✚ *Thèses de l’université Mouloud MAMMERI*



Ferraillage de l'acrotère



Coupe A-A

Plan de ferraillage de l'acrotère

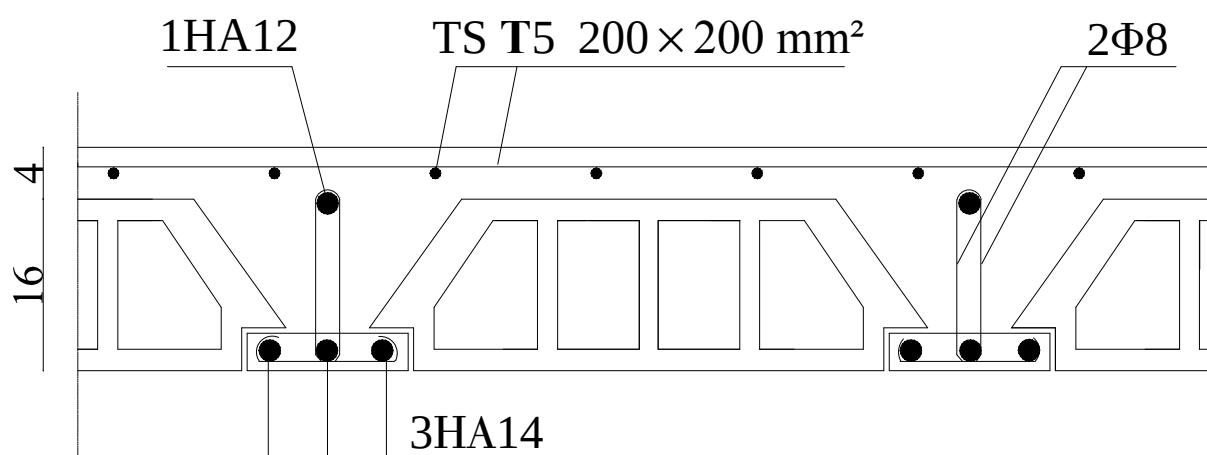
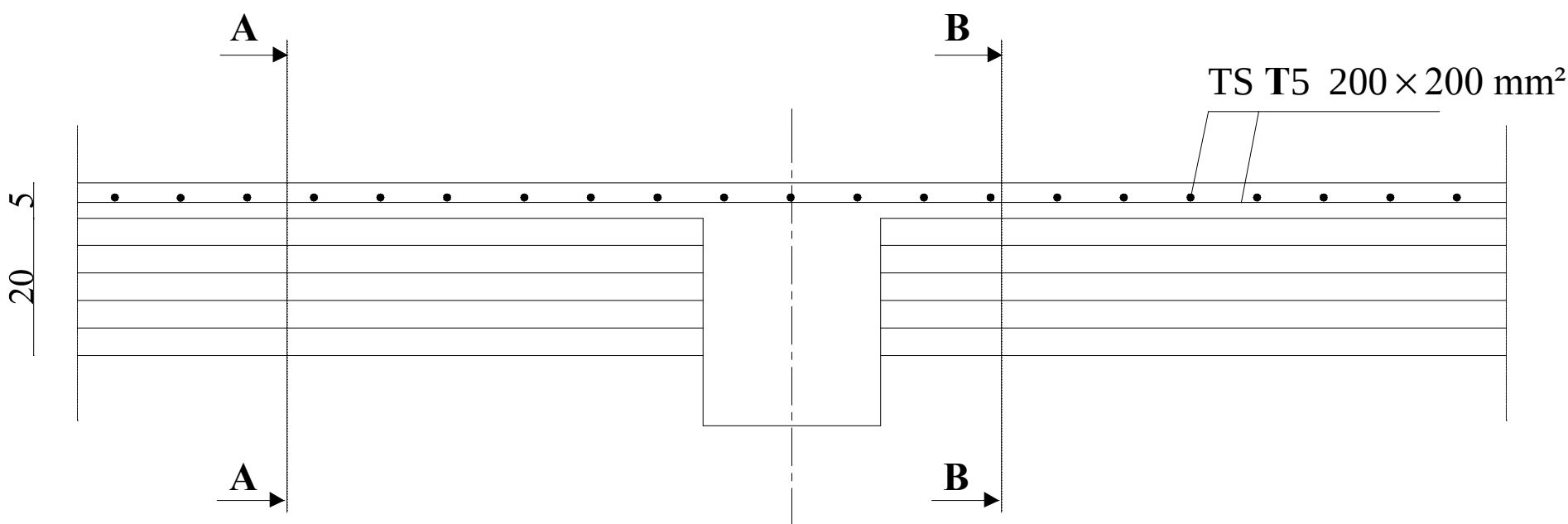
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia
DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

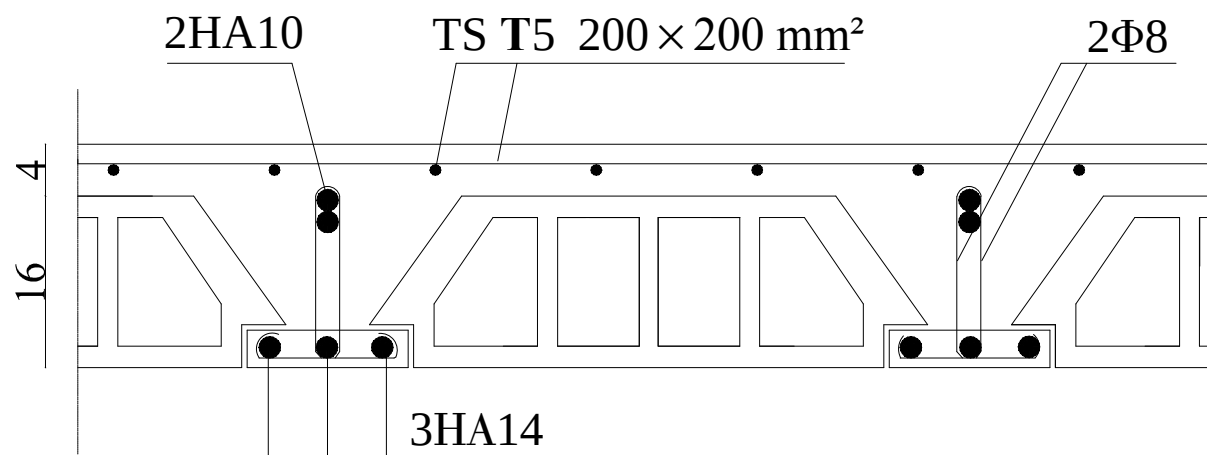
TITRE:
plan de ferraillage de
l'acrotère

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°



coupeA-A



coupeB-B

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

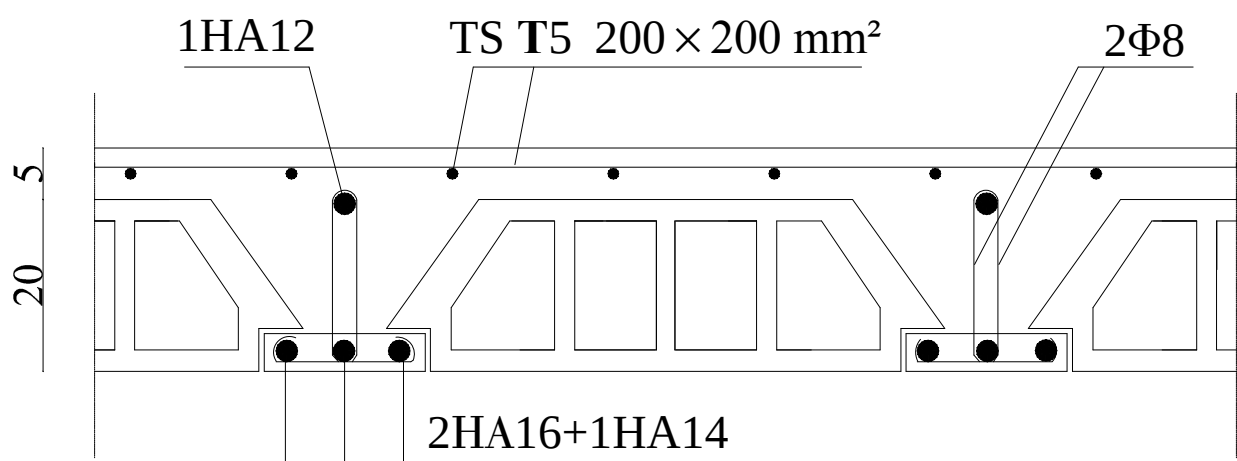
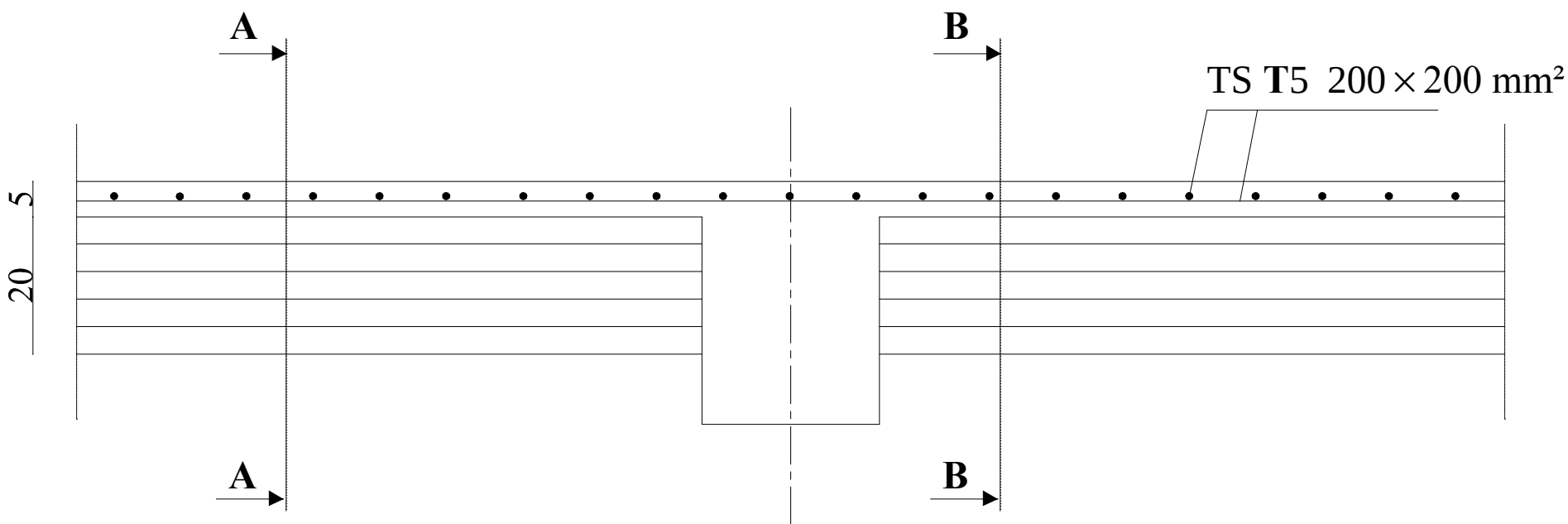
ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia

DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

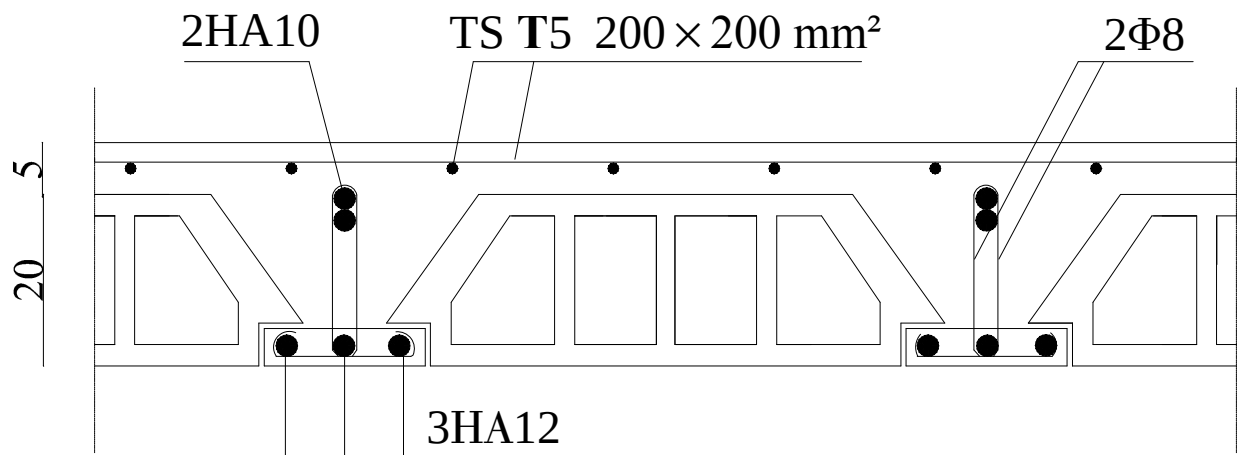
PROMOTION 2016-2017

TITRE:
ferraillage de plancher a
usage d'habitation

PLANCHE N°



coupeA-A



coupeB-B

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

ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia

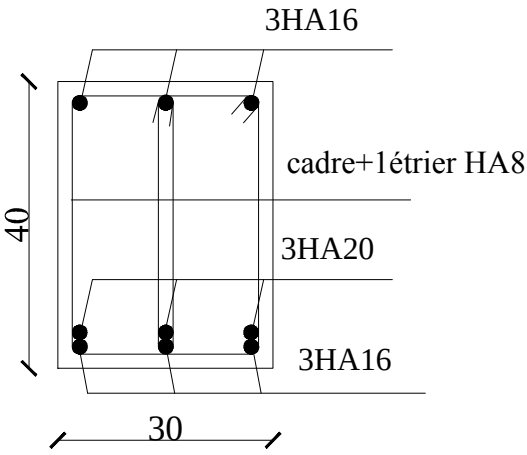
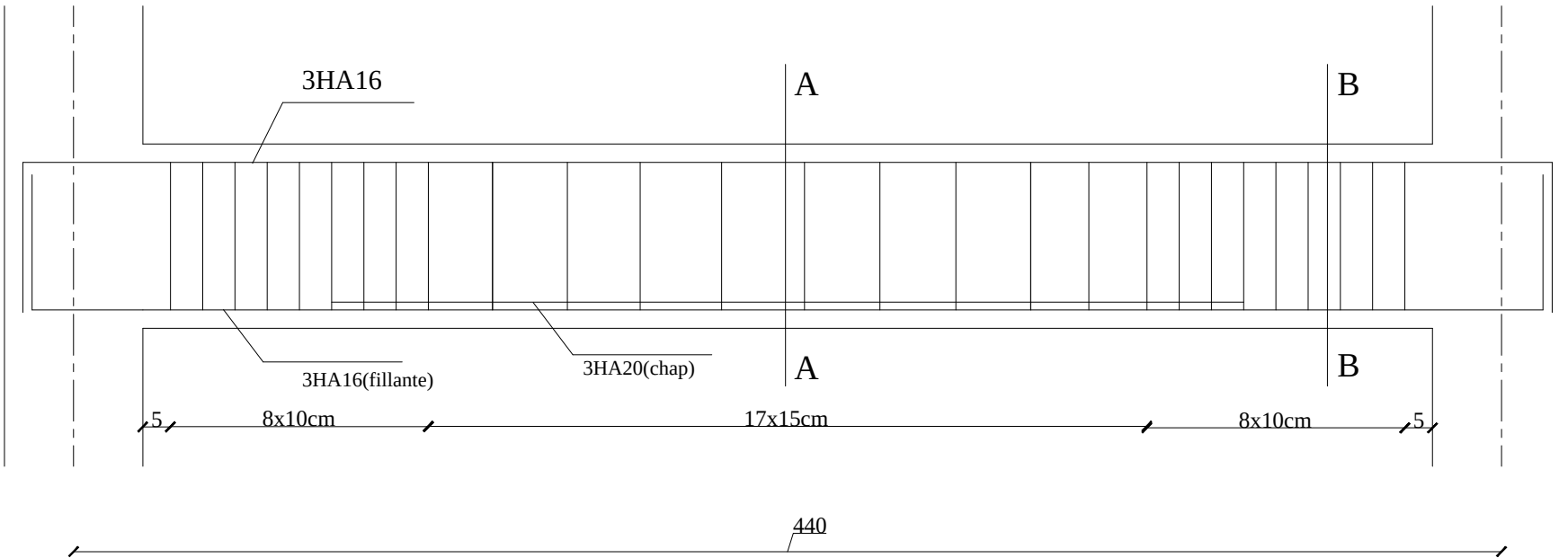
DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

PROMOTION 2016-2017

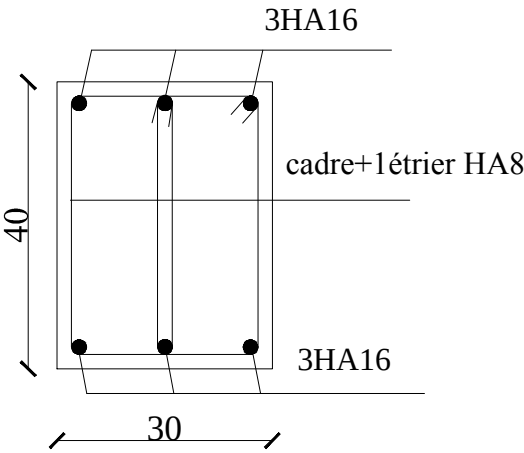
TITRE:

ferrailage de plancher a
usage commerciale et
bureautique

PLANCHE N°



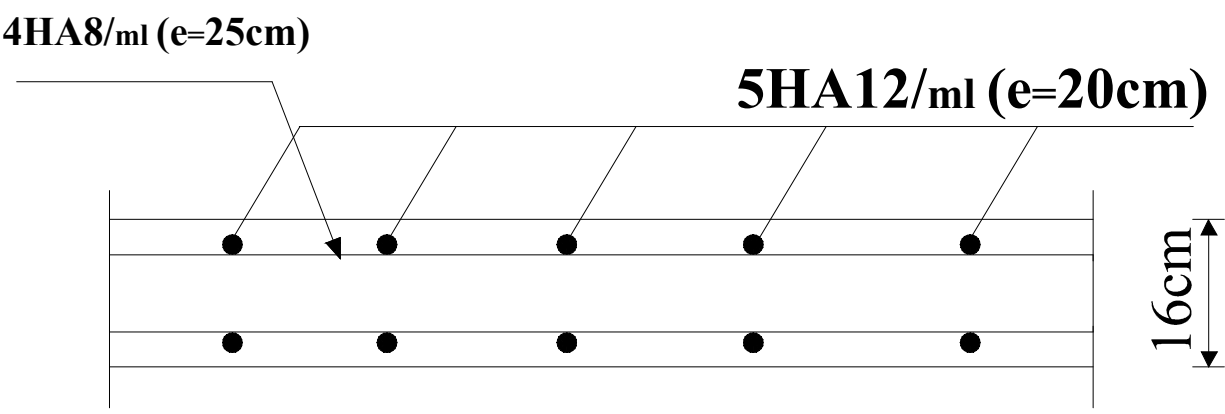
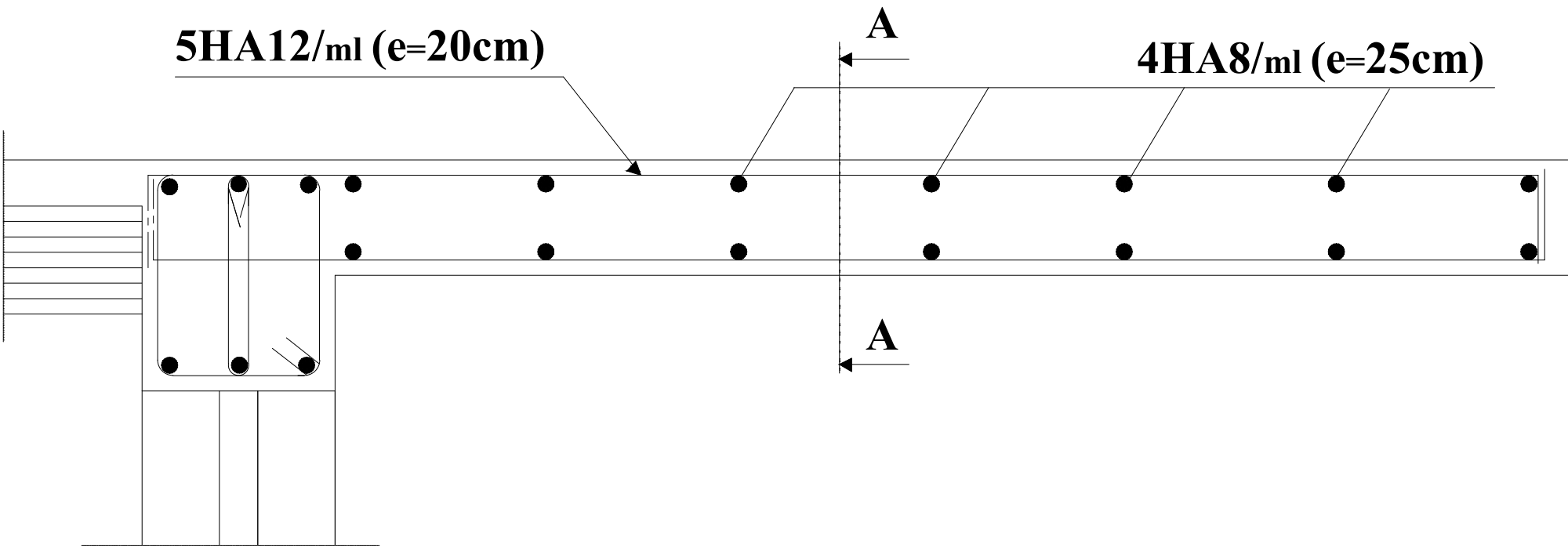
Coupe A-A



Coupe B-B

ferrailage de la poutre paliere

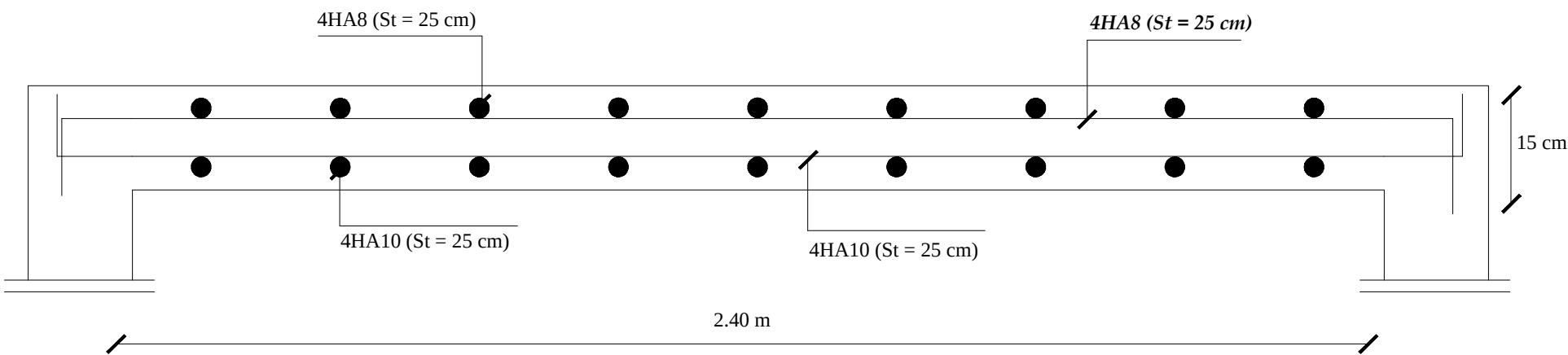
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: ferrailage de la poutre paliere
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°



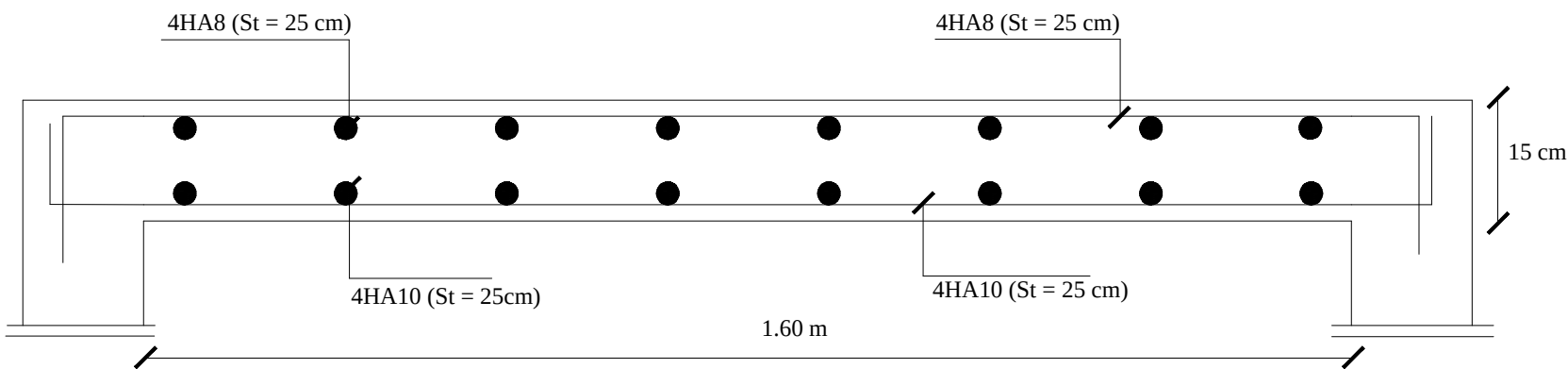
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: ferrailage du balcon
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°

Sens y-y



Sens x-x

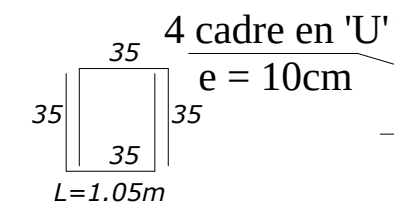


Plan de ferrailage de la dalle
salle machine

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: plan de ferrailage de la dalle salle machine
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°

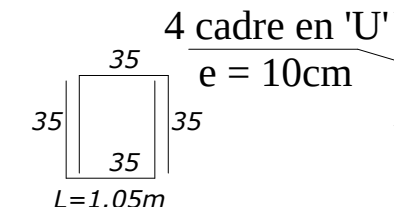
FERRAILLAGE DES POTEAUX

+10.62



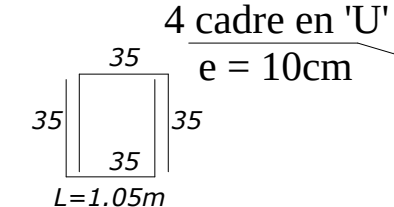
3
4HA20+4HA16

+7.56



2
4HA20+4HA16

+4.50



1
8HA20

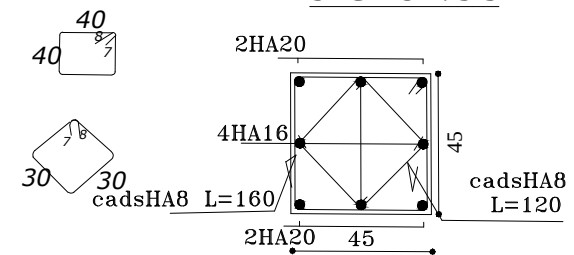
+0.00

3.06

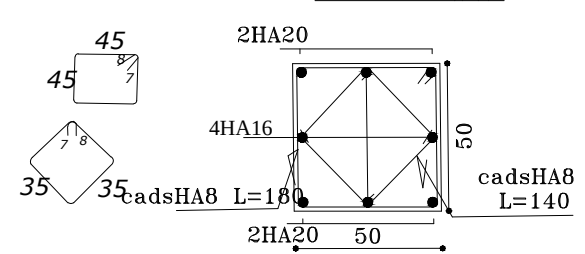
3.06

4.50

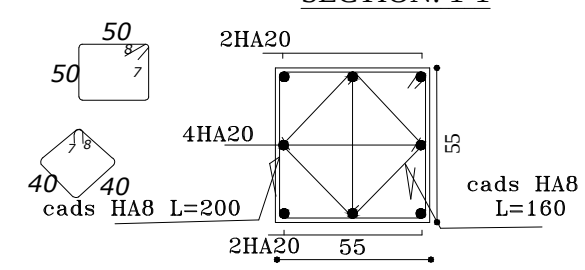
SECTION: 3-3



SECTION: 2-2



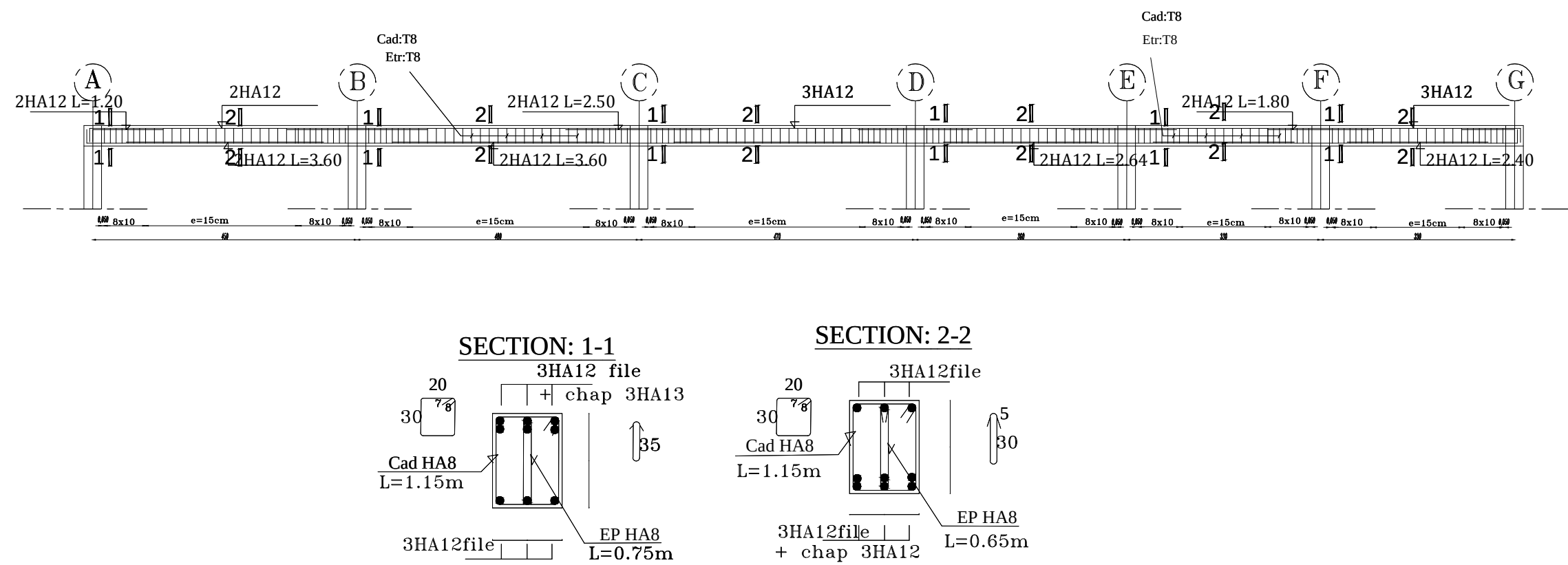
SECTION: 1-1



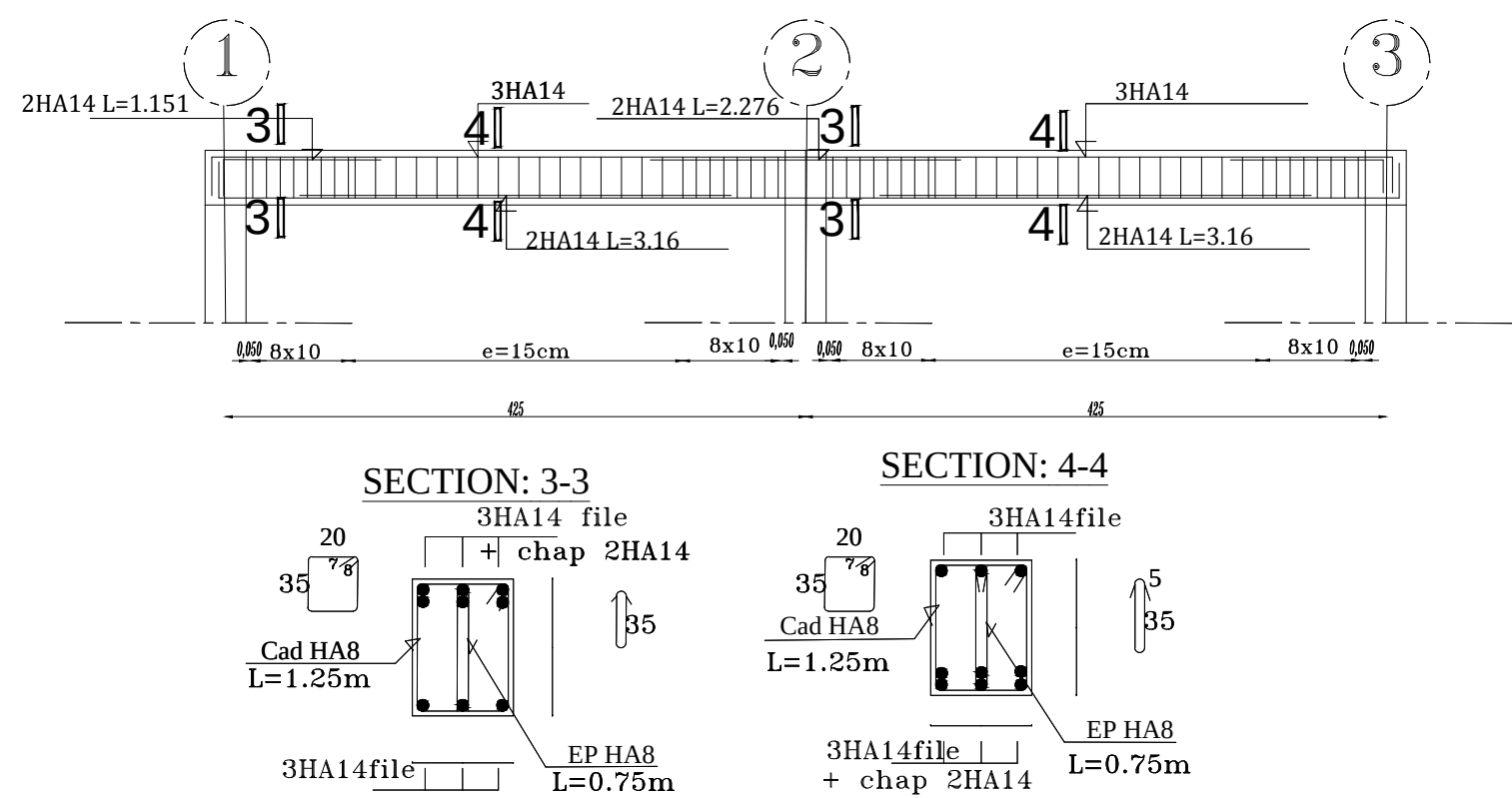
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: ferrailage des poteaux
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° ECHELLE

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRE POUR LA ZONE II (25x30)

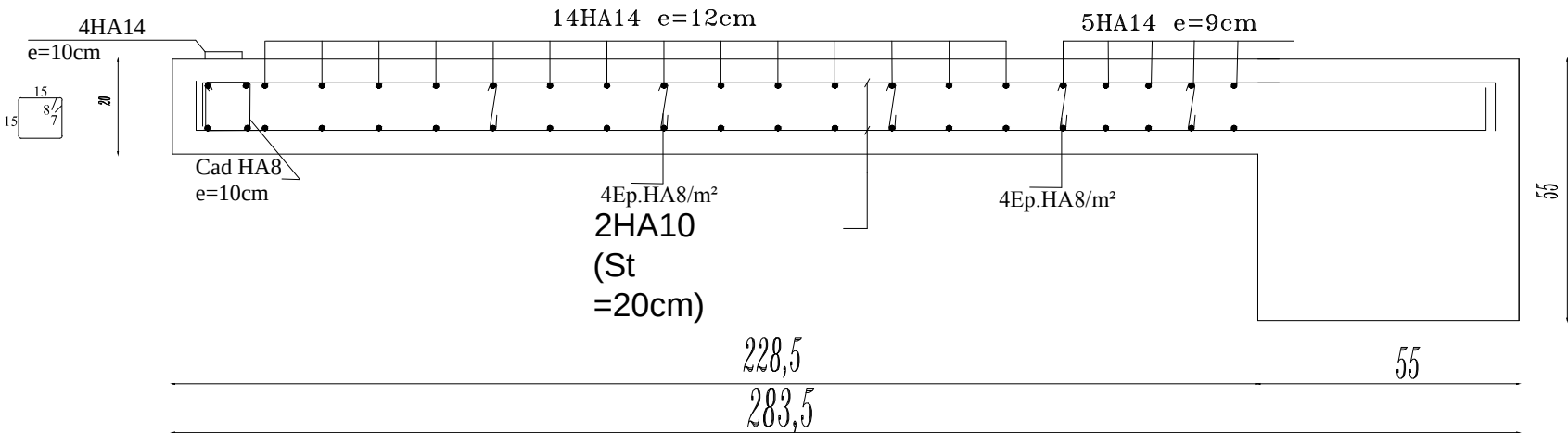


FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALE POUR LA ZONE II (35x40)

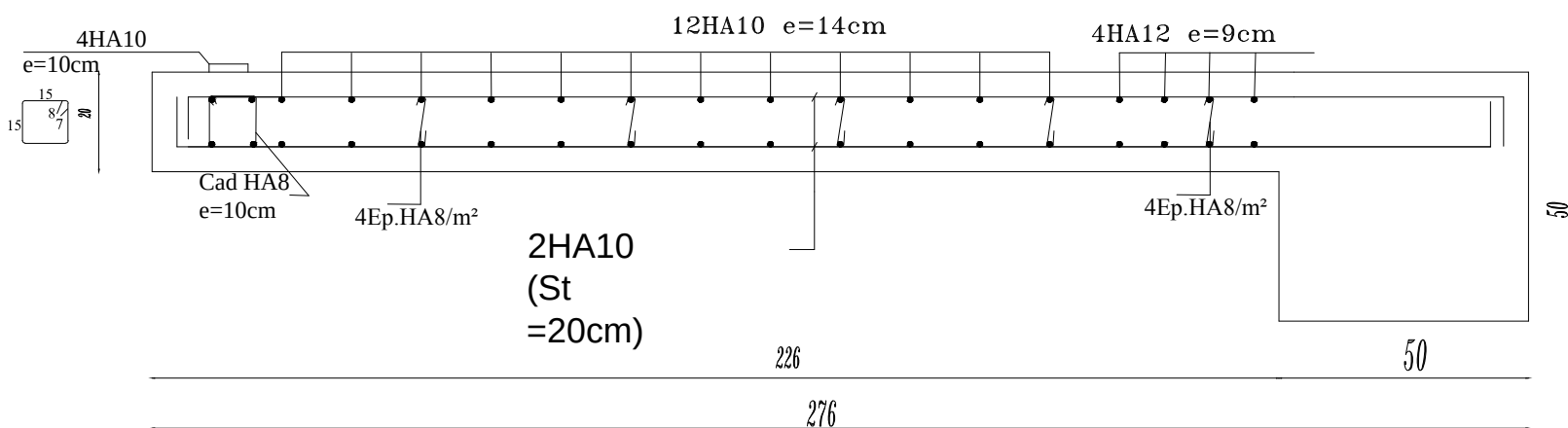


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: ferrailage des poutres
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°

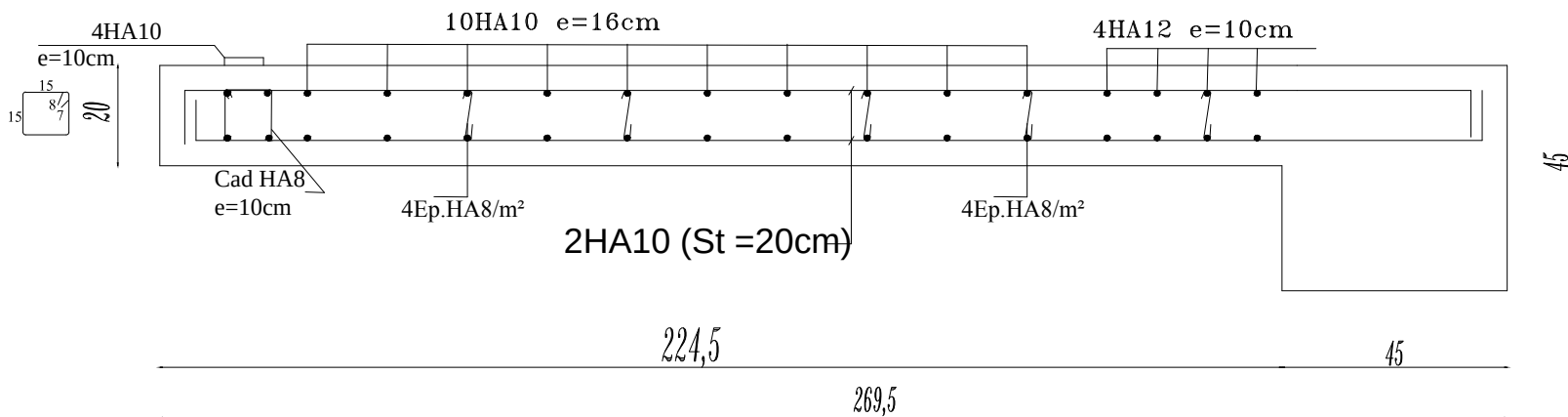
ZONE
I



ZONE
II



ZONE
III



Ferrailage du voile VT(coupe transversal)

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

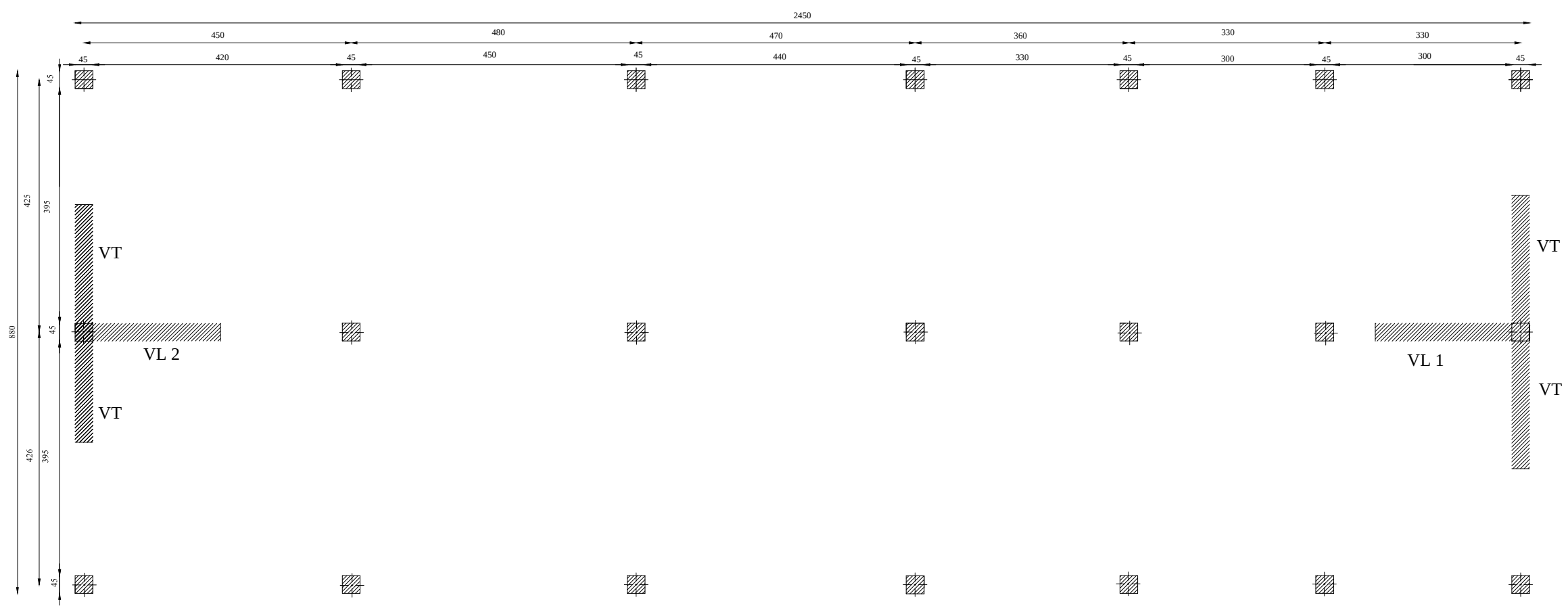
ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia
DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

TITRE:
ferrailage des voiles

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

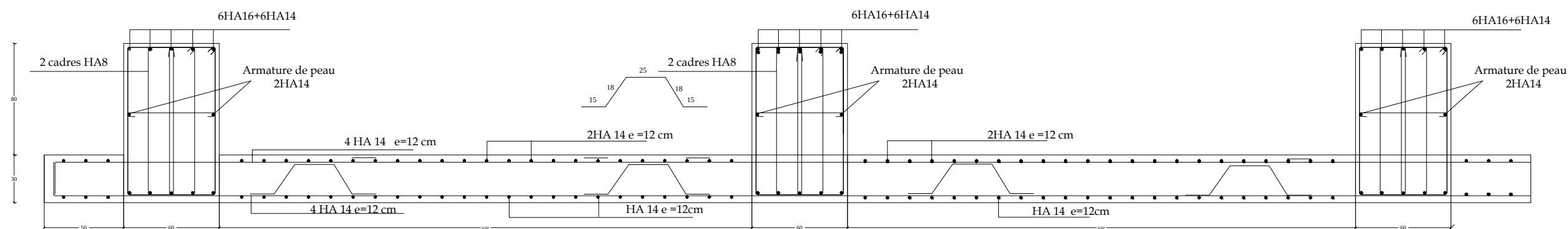
ECHELLE



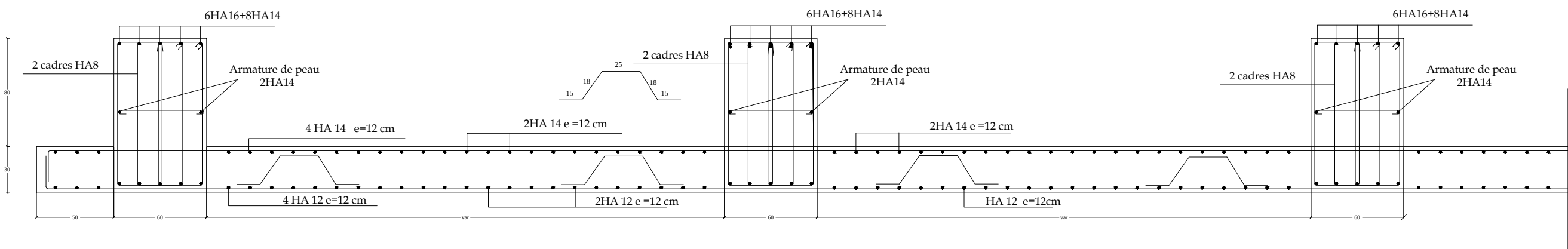
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: plan de contreventement
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°

sens transversal y-y



sens longitudinal x-x



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

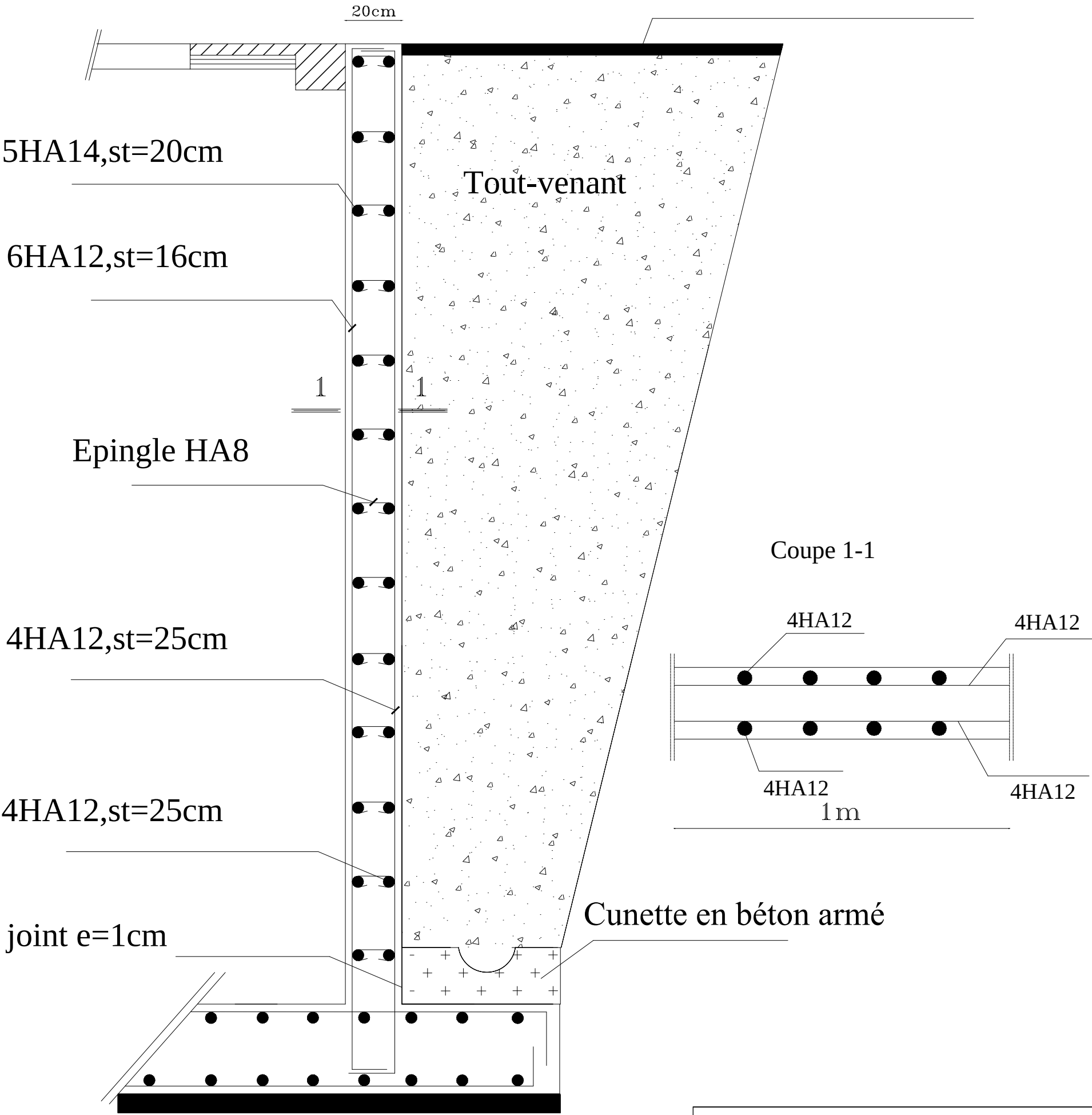
ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia

DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

PROMOTION 2016-2017

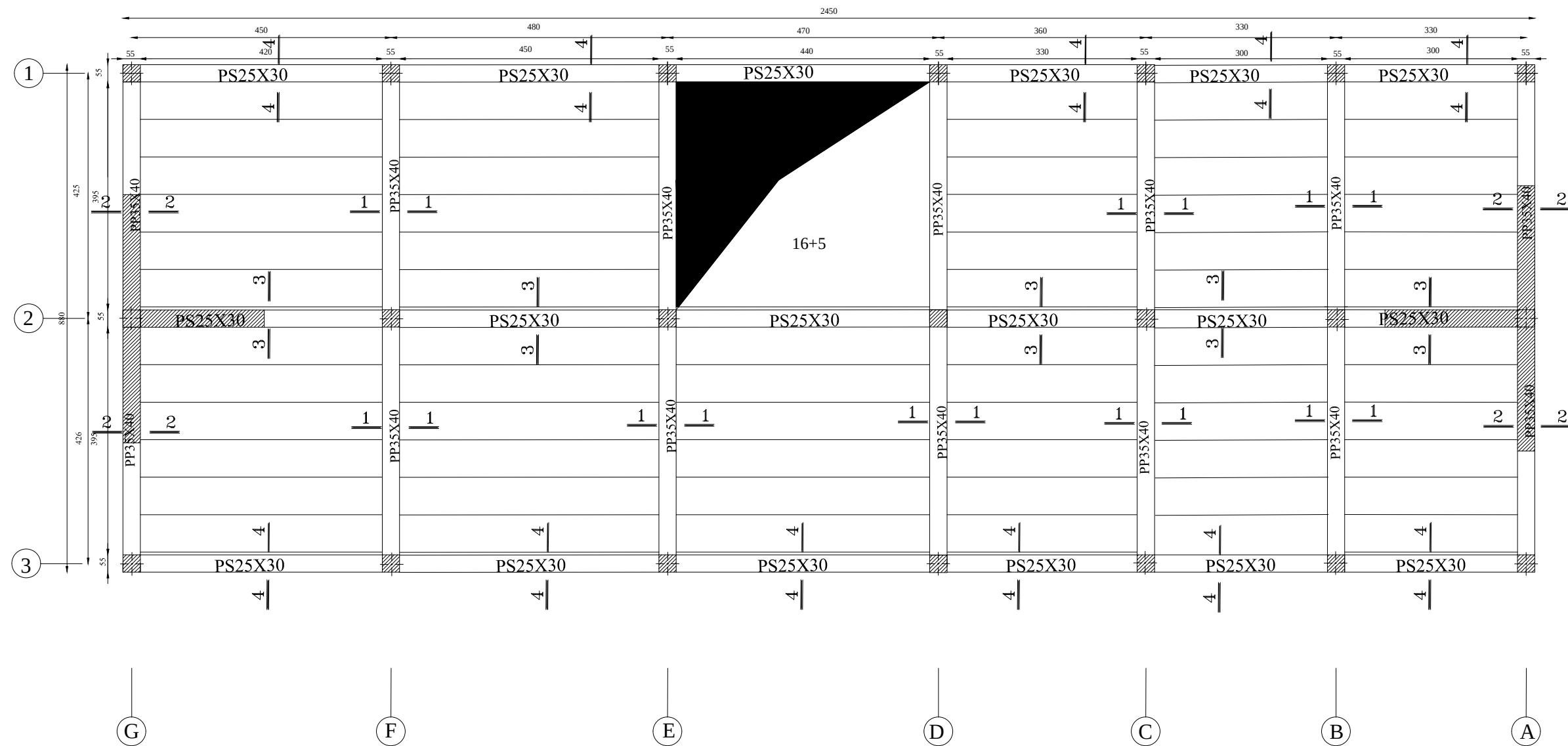
TITRE:
ferrailage du Radier
PLANCHE N°

chape en mortier de ciment

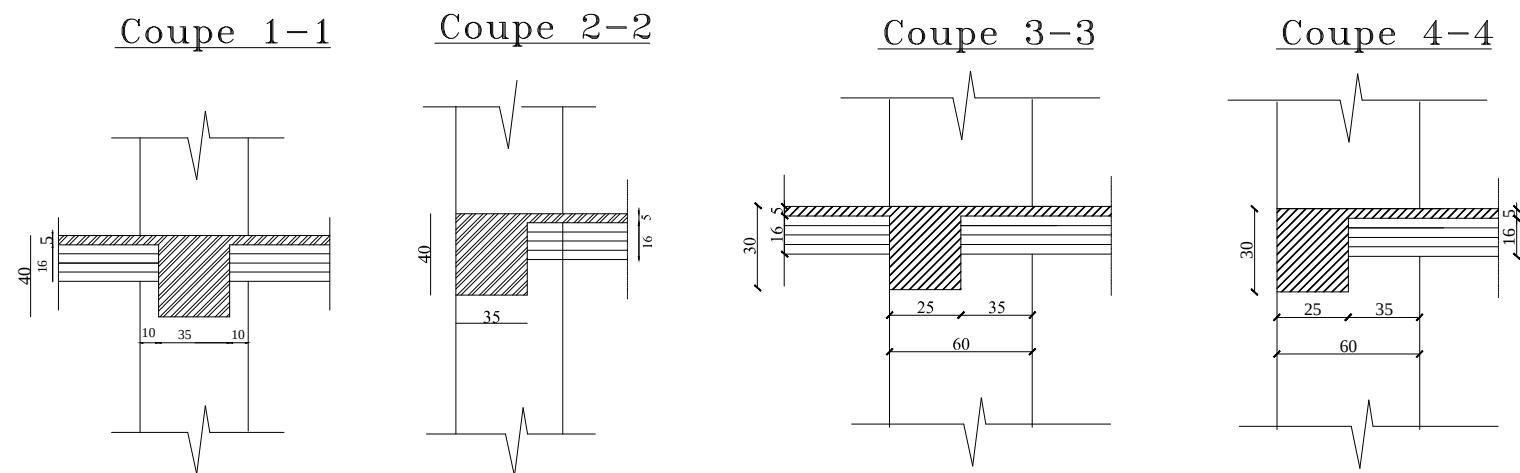


Plan de ferrailage du Mur plaque

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: ferrailage du mur plaque
DIRIGE PAR : Mr KACHI	PROMOTION 2016-2017
PLANCHE N°	ECHELLE



Coffrage planchers etages S SOL, RDC et le Niveau1



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

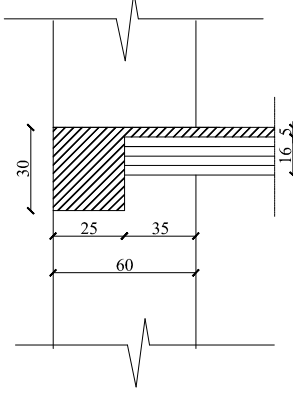
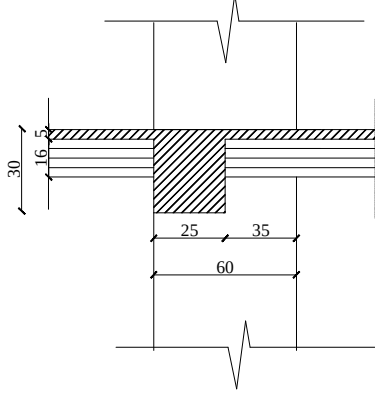
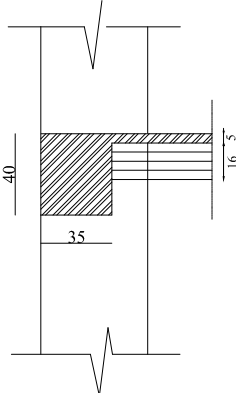
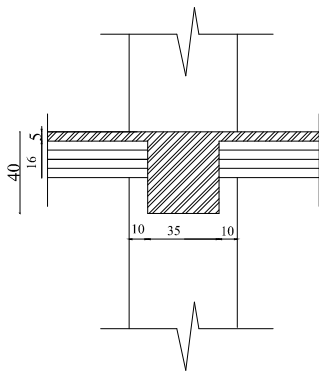
ETUDIE PAR : Melle MOHAMDI Katia Melle OUACHEK Dehbia	TITRE: Coffrage planchers etages S SOL, le RDC et etage1
DIRIGE PAR : Mr KACHI MED SAID	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°



Coupe 2-2

Coupe 3-3

Coupe 4-4



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

ETUDIE PAR :
Melle MOHAMDI Katia
Melle OUACHEK Dehbia

TITRE:

Coffrage planchers les
etages courans 2,3,4,5

DIRIGE PAR :
Mr KACHI MED SAID

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°



Coupe 4-4

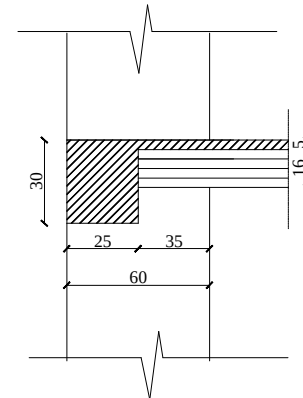


PLANCHE N°