

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



UMMTO.

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.
Faculté de Génie de la Construction.
Département de Génie Civil.

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme **MASTER PROFESSIONNEL** en Génie Civil.

Option : CCI

Thème

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT
D'UN BATIMENT EN BETON ARME
RDC+6 étages avec 3S-SOL**

Etudié par :

Mr.HAMDAD Nouredine et Mr.DJERDI Meziane.

Dirigé par : Mr GUEBAL M^{ed} Ouali

Promotion: 2011/2012

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu.

Et au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à _____ pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

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 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

Sommaire

	Pages
Introduction	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1-6
<ul style="list-style-type: none">• Présentation de l'ouvrage• Caractéristiques géométriques de l'ouvrage• Caractéristiques mécaniques des matériaux	
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	7-15
<ul style="list-style-type: none">• Les planchers• Les poutres• Les poteaux• Les voiles	
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	16-50
<ul style="list-style-type: none">• Planchers à corps creux• Escaliers• Charpente• Balcon	
Chapitre IV : Modalisation De La Structure	52-69
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	70-76
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	77-86
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	87-95
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	96-105
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	106-122
Chapitre X : Etude du mur de soutènement	123-131
Conclusion général	
Bibliographie	

DEDICACES

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon très cher père, que dieu le garde près de lui.

A ma très chère maman à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez.

A mes sœurs Lynda, Myriem, Fadhila et bien sûr Zahra.

A tous mes proches.

A mes amis.

n.hamdad

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents : qui m'ont guidé et encouragé tout le temps, ma mère qui était à mes côtés durant toute ma vie, et mon père (que dieu garde près de lui) qui a sacrifié toute sa vie pour que je devienne ainsi,

Merci à mes parant

A mes frères.

A mes sœurs

A toute la famille.

Au groupe kaaki (que dieu les bénissent) : malik, karim, lounas, ghiles, amar, arezki et farkoua

A tous mes amis(es) et particulièrement ; noureddine, toudert, djamila, allaoua, boussad et smail .

A tous ceux que j'aime.

S.Djerdi

	Pages
Introduction	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1-6
<ul style="list-style-type: none">• Présentation de l'ouvrage• Caractéristiques géométriques de l'ouvrage• Caractéristiques mécaniques des matériaux• Plans d'architecture	
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	7-15
<ul style="list-style-type: none">• Les planchers• Les poutres• Les poteaux• Les voiles	
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	16-50
<ul style="list-style-type: none">• Planchers à corps creux• Escaliers• Charpente• Balcon	
Chapitre IV : Modalisation De La Structure	52-69
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	70-76
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	77-86
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	87-95
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	96-105
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	106-122
Chapitre X : Etude de l'infrastructure	122-131
Conclusion général	
Bibliographie	

Symboles et Notations.

1. Majuscules romaines :

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimées.
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A_u	Section d'aciers pour l'ELU.
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N_{ser}	Effort normal en service.
N_u	Effort normal de service.
V et T	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
B_r	Section réduite.
Ma	Moment sur appui.
Mt	Moment en travée.

2. Notations en minuscules romaines :

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.

e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Resistance calculé à 28 jours.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
s_t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

3. Notations en majuscules Grecques :

α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement..
μ	Coefficient.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.

INTRODUCTION

En cherchant à se stabiliser, l'être humain a amélioré ses capacités pour construire des abris qu'avec ses ambitions sont devenus des grands bâtiments et ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines.

Ces derniers sont d'importance capitale qu'une méfiance à s'occuper de leurs conceptions, réalisations, exploitations et leurs réhabilitations a fait venir le domaine du GENIE CIVIL, qui se base sur des techniques afin d'assurer une gestion répondante aux besoins cet être humain dans la société, tout en garantissant sa sécurité et le respect de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par les intempéries et les phénomènes naturels particulièrement le séisme renvoie l'ingénieur souvent aux mêmes causes principales, qui sont les mauvaises dispositions constructives ou les malfaçons d'exécutions généralement anarchiques.

Cependant, en exerçant ce métier nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, et aussi on doit tenir à ce que nos calculs soit d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, la sûreté des usages pendant et après la réalisation, pour le but final qui est la réussite de nos projet.

Pour notre étude de la structure (R+6 avec 3 Sous-sol) à contreventement par voiles porteurs, En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques qui sont reproduites par un spectre de réponse tiré du calcul donné par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, qui sera introduit au logiciel (ETABS).

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage.

Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment comporte trois sous-sols, un RDC commercial et 06 étages à destination habitation (comporte chacun 02 appartement F₄ 104,25m² de Surface).

Pour nos calculs, on a à étudier une structure à voile porteur en béton armé, ainsi une charpente en bois qui lui sert de toiture.

II. La zone d'implantation:

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

III. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

On est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes:

- Hauteur totale du bâtiment avec les sous-sols	36.07m.
- Longueur totale du bâtiment	19.70m.
- Largeur totale du bâtiment	14.80m.
- Hauteur de niveau	3.06m.
- Hauteur du RDC	5.10m.
- Hauteur du sous-sol	3.06m.

IV. Le système structural:

La structure du bâtiment est choisi en tenant compte des dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des (RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A).

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement par des voiles avec justification.

V. La réglementation utilisée:

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- **BAEL91 modifiées 99**(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22**(Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA93**(conception et calcul des structure en béton armé).

VI. Eléments de l'ouvrage :

- **Les fondations :**

Sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols voire CHAPITRE IX.

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

- **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

- **Les Voiles :**

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

- **La toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous

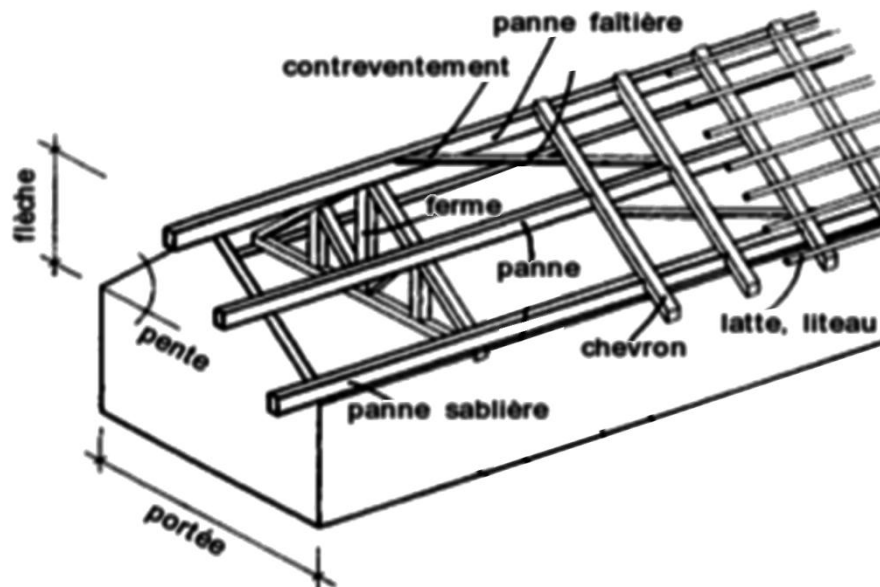


FIGURE I-1: Charpente.

- **Remplissage :**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 8 cm.
- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Balcons :**

Les balcons qui sont en console seront réalisés en corps creux.

- **Les escaliers :**

Nous avons un seul type d'escalier (deux volées).

Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

- **Revêtement :**

- Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Système de coffrage :**

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

VII. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A. Le béton :

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).

- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 .
- 150 à 200L d'eau.

REMARQUE : ce n'est pas évident que les dosages imposés donne $f_{28} = 25 \text{ MPa}$, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. (f_{c28})

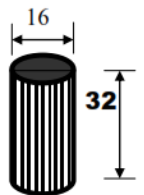
Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section ($d = 16 \text{ cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32 \text{ cm}$)

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

$$f_{cj} = J / (4.76 + 0.83J) f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = J / (1.4 + 0.95J) f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.



b. Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suite :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{à } j = (28j) \quad f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

c. Module de déformation longitudinale :

il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

d. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = E/2(1 + \nu)$

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

e. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = (\Delta d/d)/(\Delta l/l)$.

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f. les états limites:

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **état limite ultime de résistance:**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- stabilité de forme (flambement)
- résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\theta \cdot \gamma_b$ est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

θ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

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

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante.

- **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU** : (BAEL/A.4.3.4)

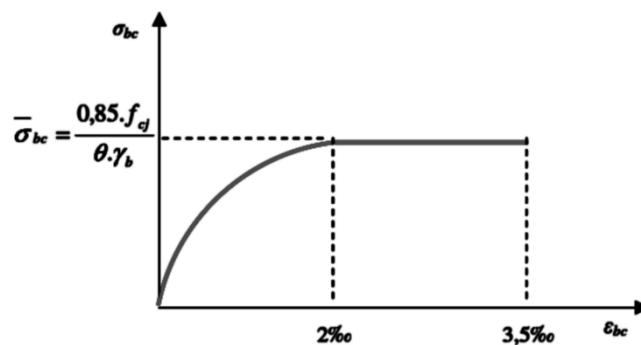


FIGURE I-3: Diagramme contrainte- déformation (ELU).

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure. Avec : (ε_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

▪ **état limite de service** (BAEL/A.4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa (à 28j d'âge)}$$

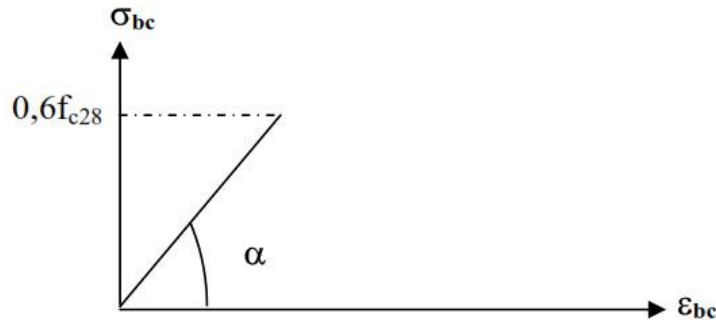


FIGURE I-3: Diagramme des contraintes- déformation du béton.

g. contrainte limite de cisaillement à l'ELS : (BAEL 91 modifier en 99. ART5-1)

elle est donnée par : $\tau_u = V_u / b \cdot d$

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d = h - c$

$\tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}\}$ si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}\}$ si la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

B. Acier :

a. généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance a la traction classés en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

b. module d'élasticité longitudinale E_s :

Il est pris égal à 2.10^5 Mpa.

c. contraintes limites σ_{st} :

A L'ELU :

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu nuisible** :(Art A.4.5.32/BAEL91)
Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st}=f_e/\gamma_s$
- **Fissuration préjudiciable**:(Art A.4.5.33/BAEL91)
Cas des éléments exposés aux intempéries
$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad \text{MPa}$$
- **Fissuration très préjudiciable** :(Art 4-5.34/BAEL91)
Cas des éléments exposés à un milieu agressif
$$\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad \text{en MPa}$$
 - η : coefficient de fissuration
 - $\eta=1$ pour les ronds lisses
 - $\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre < à 6mm
 - $\eta=1.6$ pour les hauts adhérences(HA)

d. **diagramme contrainte déformation** (Art A.2.2.2/BAEL91)

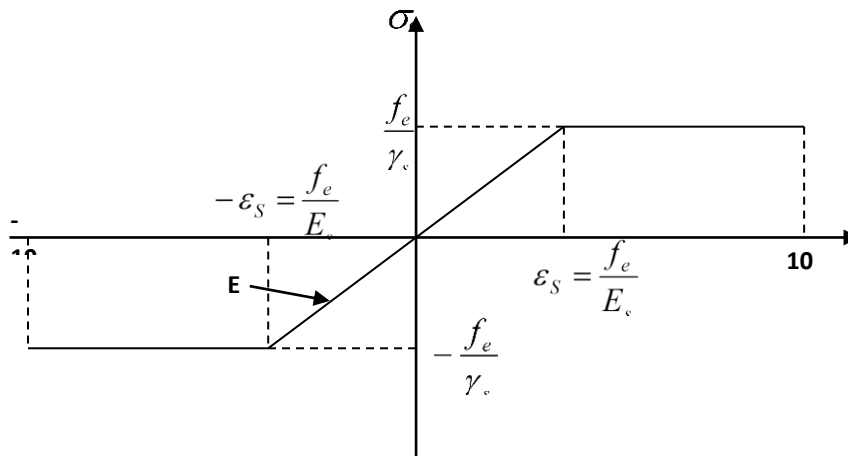
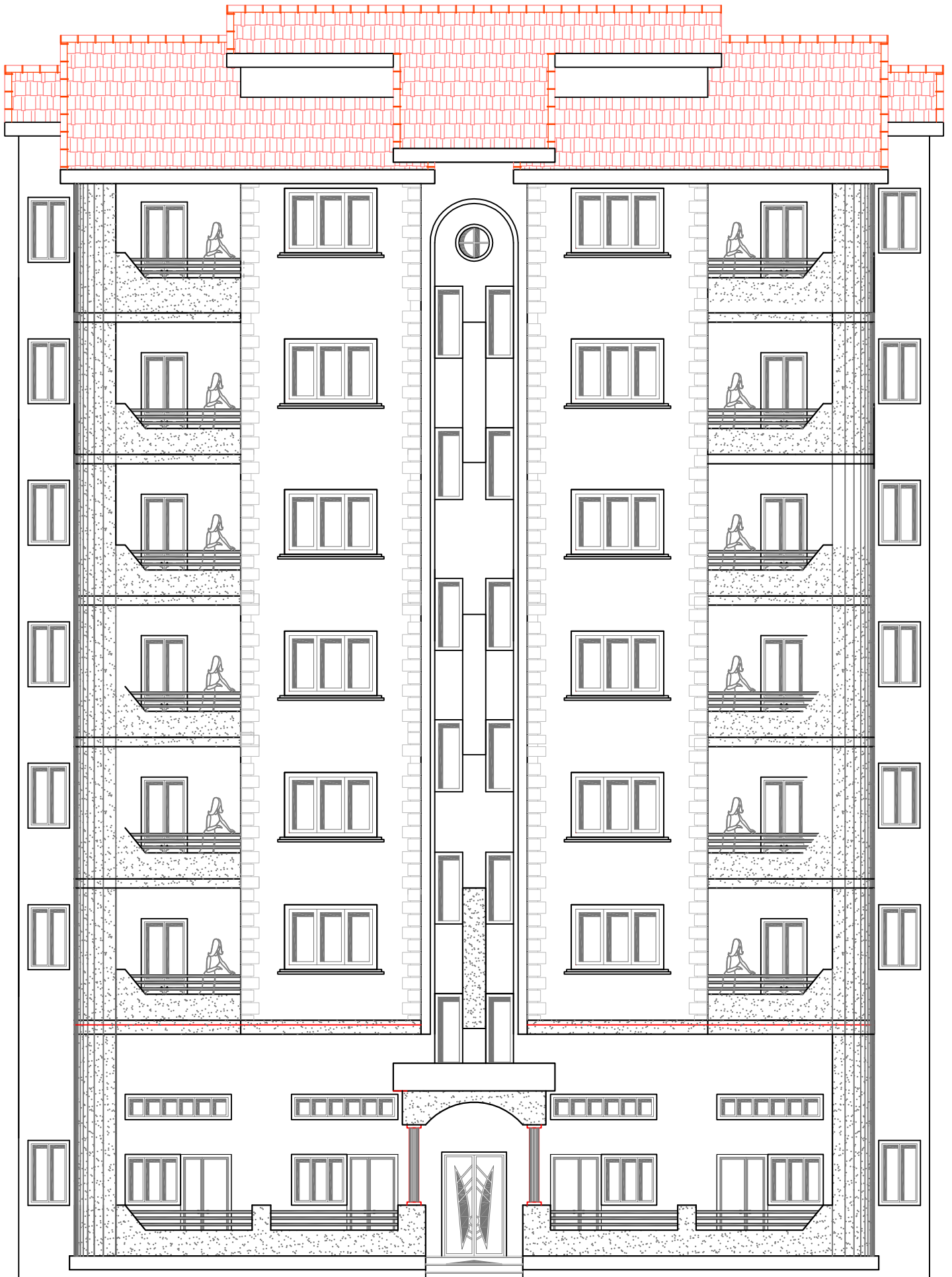


FIGURE I-4:Diagramme contrainte déformation.

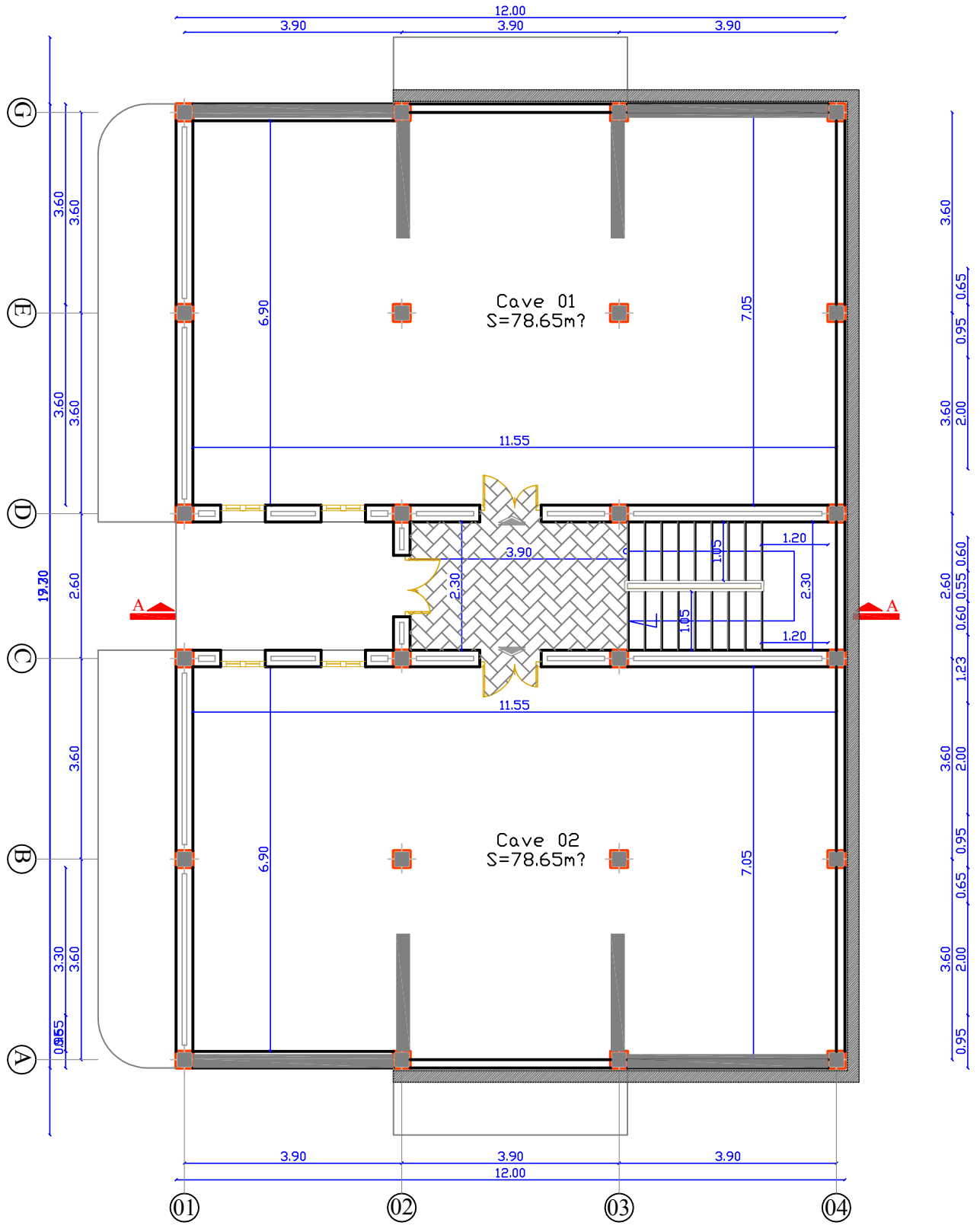
e. **Enrobage (protection des armatures) :**

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

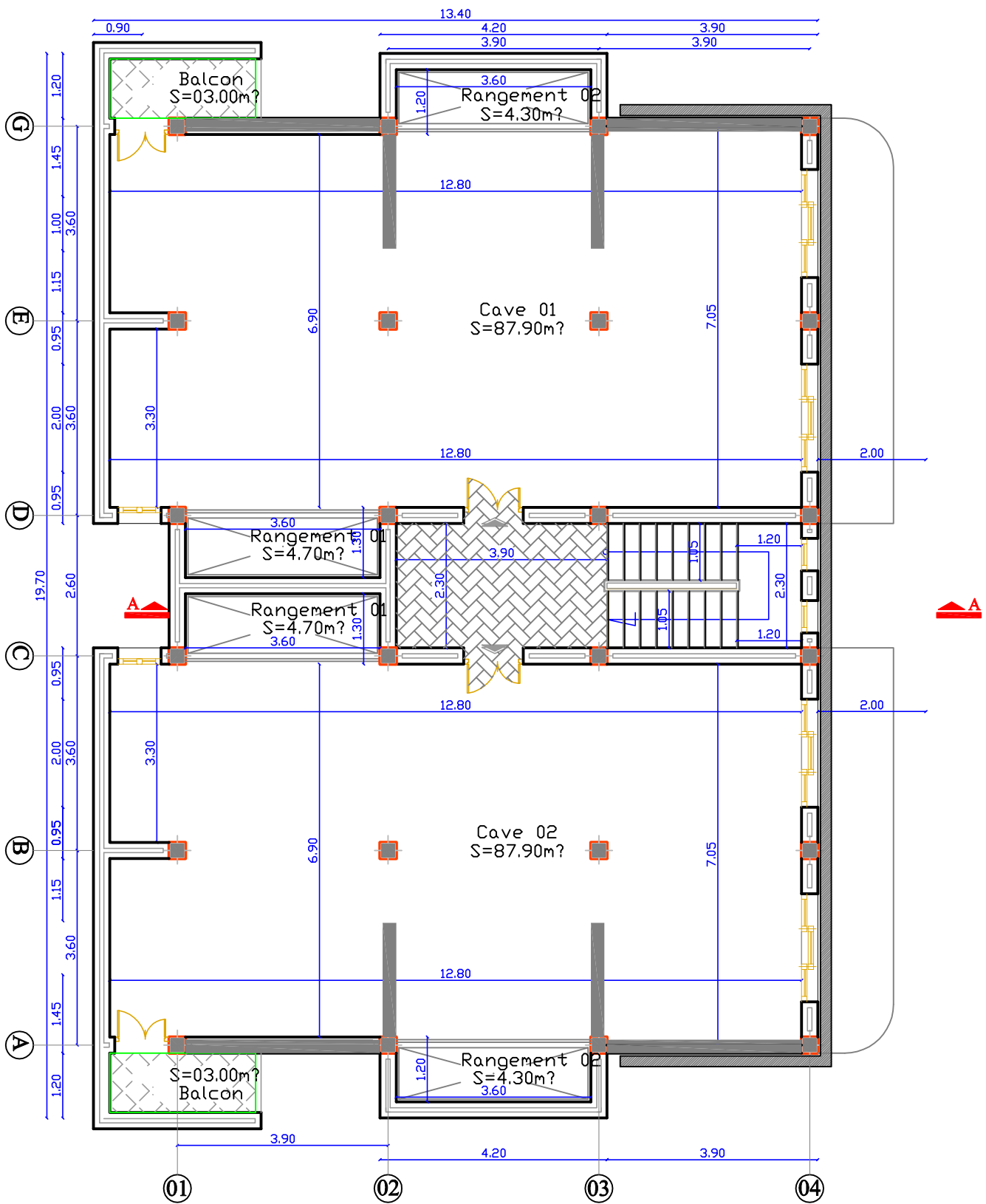
- $C \geq 5\text{cm}$...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$...pour les parois situées dans les locaux.



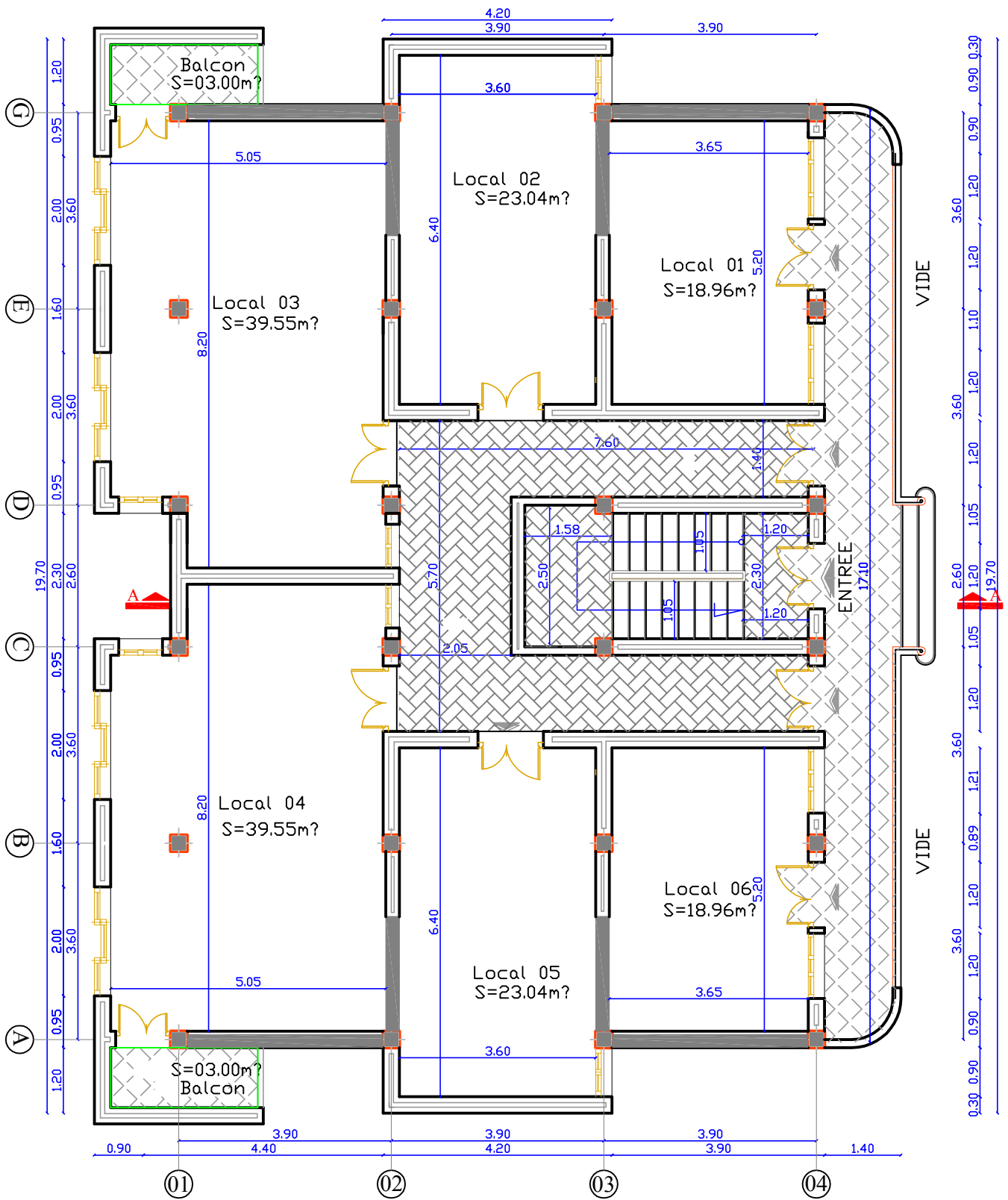
FAÇADE PRINCIPALE



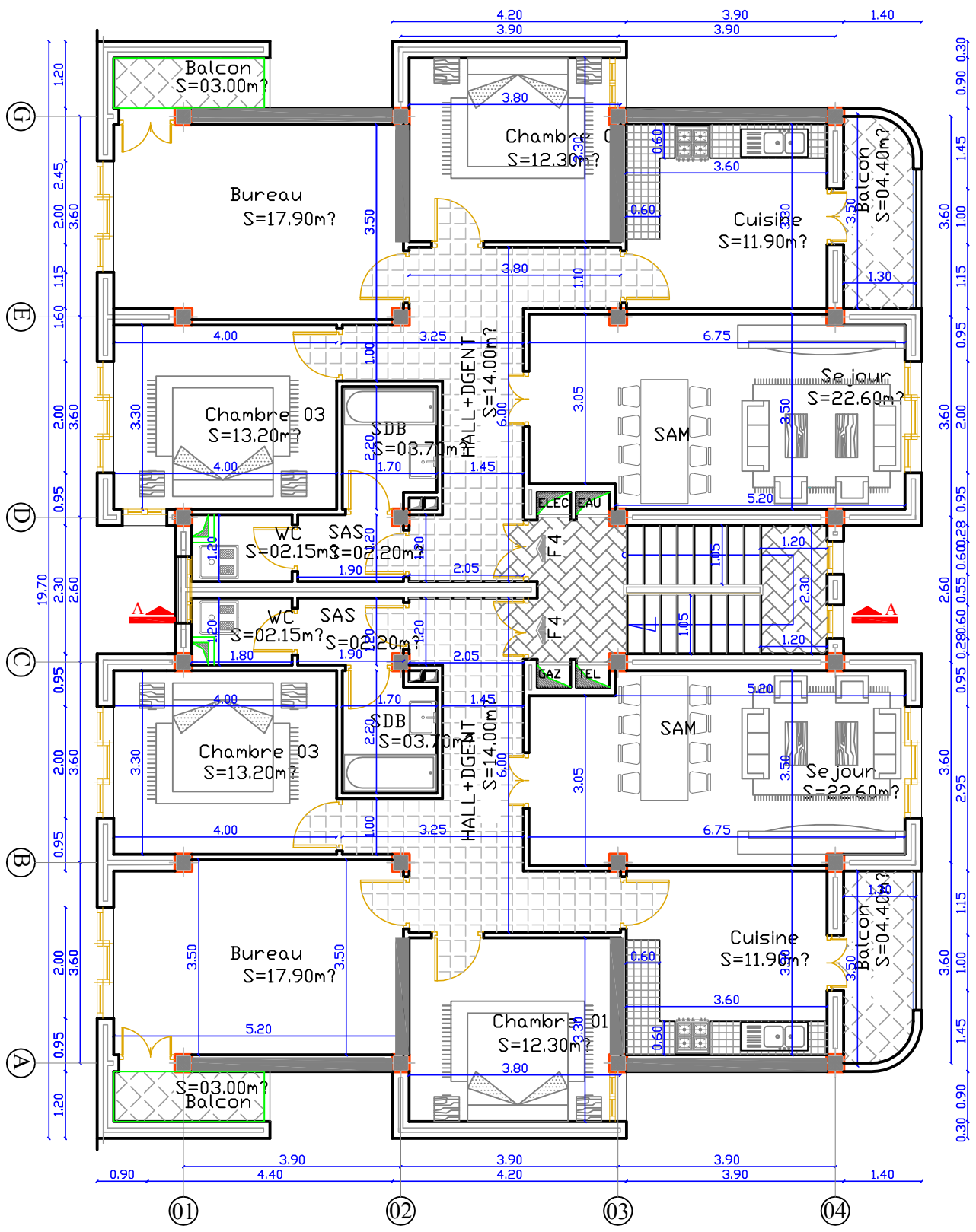
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr HAMDAD N-dine Mr DURRI Meriem	TITRE: Plan du 3eme S-Sol
DIRIGE PAR: Mr GUSFEAL Med Oualid	PROMOTION: 2011-2017
PLAN N°:	ECHELLE:



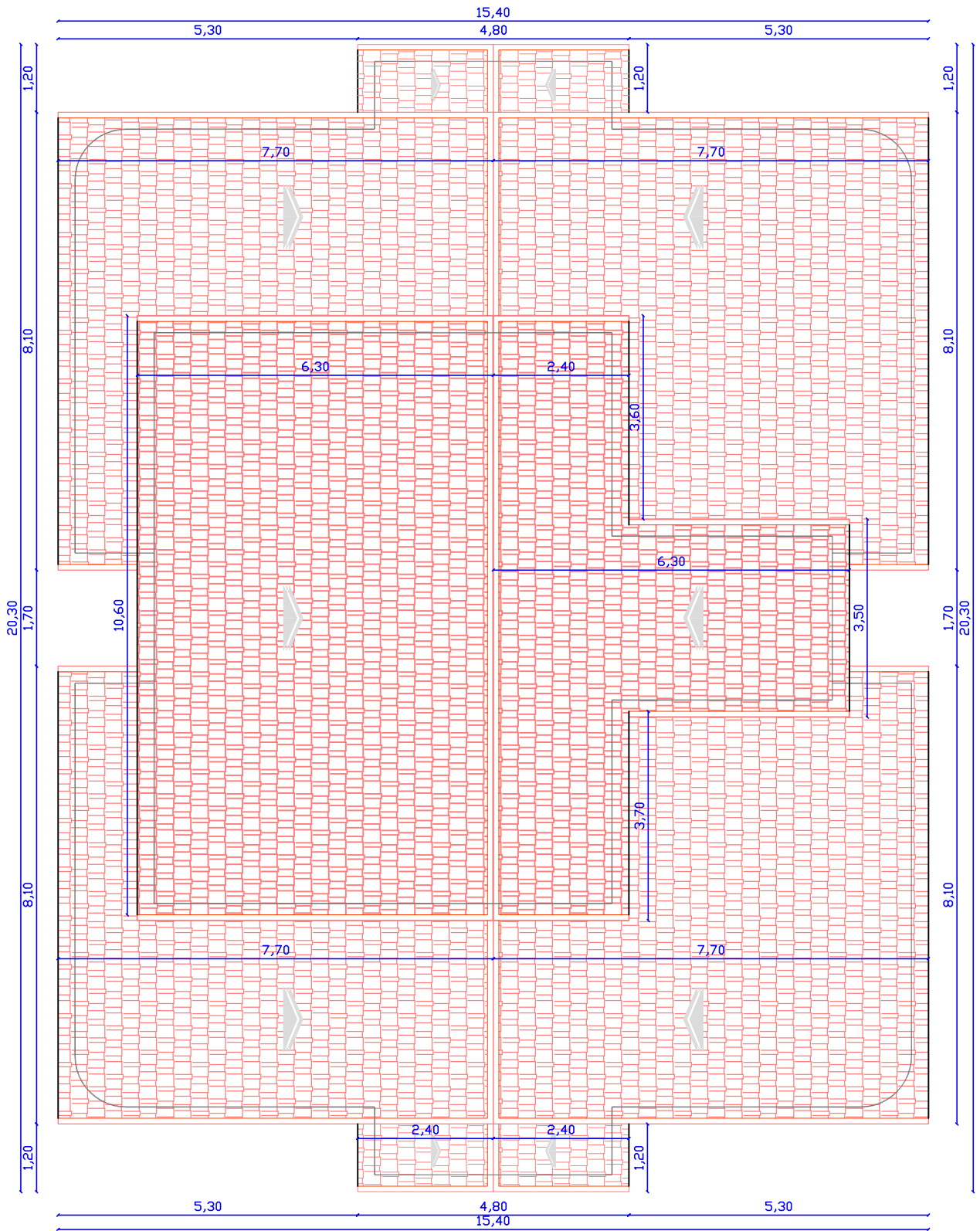
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
M. HAMMAD N-dine	Medicine
M. DIBY	
DIRIGE PAR:	Plan du 1er ET 2eme
M. GUEMAL Med Ouah	S-Sol
PROMOTION 2011-2012	PLANCHER N°
	RCSR11R



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr. HAMDAD N-dine Mr. DEROUIC Mounem	TITRE: Plan du RDC
DIRIGE PAR: Mr. GU'IBAL Med Oualid PROMOTION: 2011-2017	DE ANNUÉE N°: _____ ECHELLE: _____



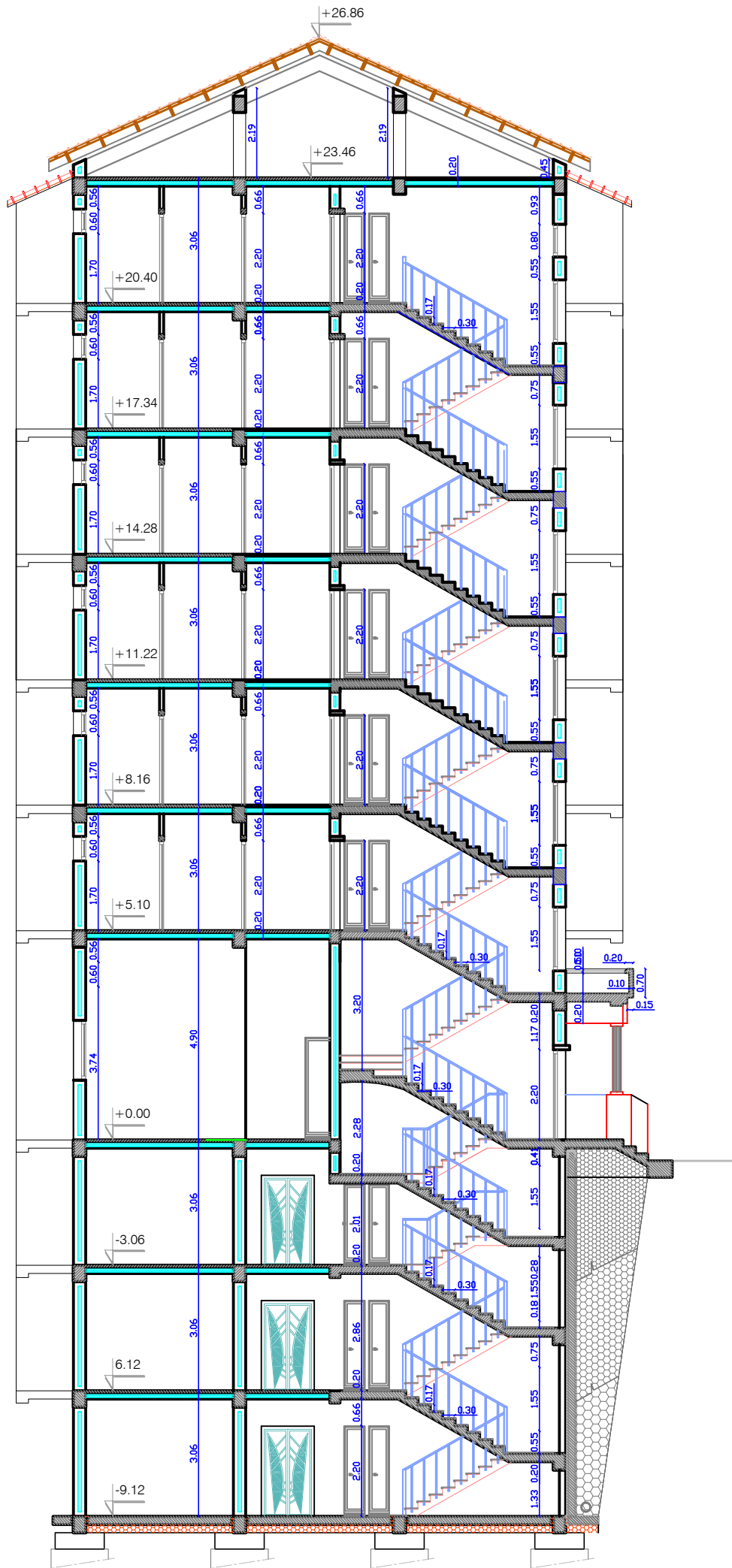
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr HAMDAD N-dine Mr DURRI Meriem	TITRE: Plan des ETAGES 1.2.3.4.5.6
DIRIGE PAR: Mr GHAFFAL Med Oual PROMOTION: 2011-2017	PLANCHE N°: _____ ECHELLE: 1:1



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

ETUDE PAR:
 Mr. HAMDAD N-dine
 Mr. DJEROUJ Merzame
DIRIGE PAR:
 Mr. GUEBAIL Med Oualid
 PROMOTION: 2011-2017

TITRE:
 toiture
 PLANCHE N° ECHELLE:



COUPE A-A



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments.

Introduction :

Le pré dimensionnement a comme but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements (RPA99/ version2003) et (C.B.A 93).

II. Pré dimensionnement des planchers :

A. Planchers:

a. Planchers à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423)

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

ht: Hauteur total du plancher.

$$\text{On a: } L_{\max} = 360 - (15 + 15) \text{ cm. } h_t = \frac{3.60 - (0.15 + 0.15)}{22.5} = 14.6 \text{ cm.}$$

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm. Dalle de compression de 4 cm.

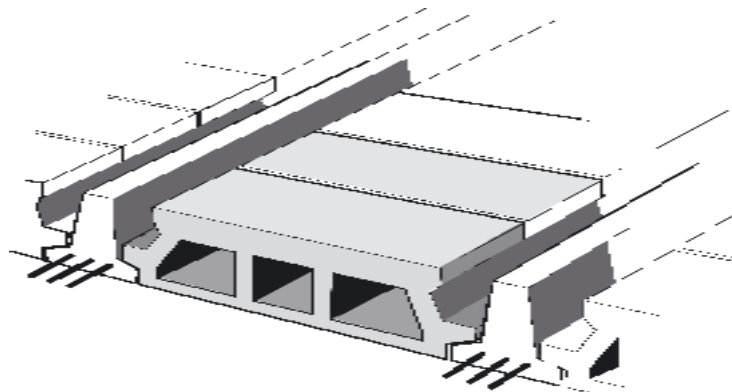


Figure II.1: figure d'un plancher en corps creux.

b. Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers et aussi les balcons qui sont encastree à une extrémité.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

III. Pré dimensionnement des portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A. Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulées sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le (règlement B.A.E.L 91 modifié 99) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

La hauteur « h » de la poutre est donnée :

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

L : la portée max entre appuis d'un nœud à un autre

La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003. (Art 7.5.1)

Largeur $b \geq 20$ cm.

Hauteur $h \geq 30$ cm.

Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$ Tel que b_1 est la largeur du poteau.

a. Pré-dimensionnement de la poutre principale (sens transversal) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

$$\text{on a } L_{\max} = 390 - 2(15) = 360 \text{ cm.}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \leq h \leq 36$$

On prend $h = 35$ cm.

$$14 \leq b \leq 24.5$$

La largeur de la poutre : $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$

On prend $b = 30$ cm .et $h = 35$ cm.

**Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de ($b = 30$ cm).

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

b. Pré-Dimensionnement De La Poutre Secondaire:

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est :

$$\text{on a } L_{\max} : 360 - 2(15) = 330 \text{ cm.}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

La largeur de la poutre : $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$

$$12 \leq b \leq 21$$

Pour les mêmes raisons que les poutres principales

On prend $b = 30$ cm .et $h = 35$ cm.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

D'où

Poutre principale : 30 x 35 cm²

Poutre secondaire : 30 x 35 cm²

B. LES POTEAUX :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton,

donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Selon le (RPA99 Rev 2003, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) \geq 25 cmen zone IIa.

Min (b, h) $\geq \frac{h_e}{20}$ h_e est la hauteur libre entre étages

Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Remarque :

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

1. Descente de charges :

a. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

On a quatre poteaux sollicités de la même manière, du fait que les surfaces des planchers qui leurs reviennent est la même $B_2 \cdot E_2 \cdot B_3 \cdot E_3$

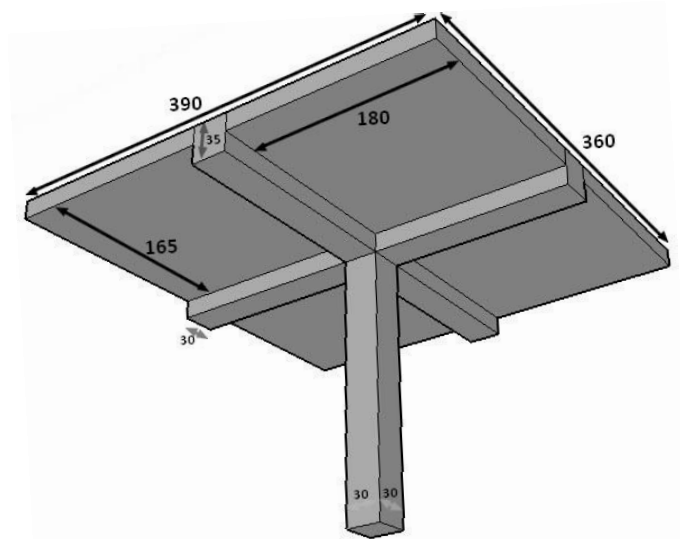
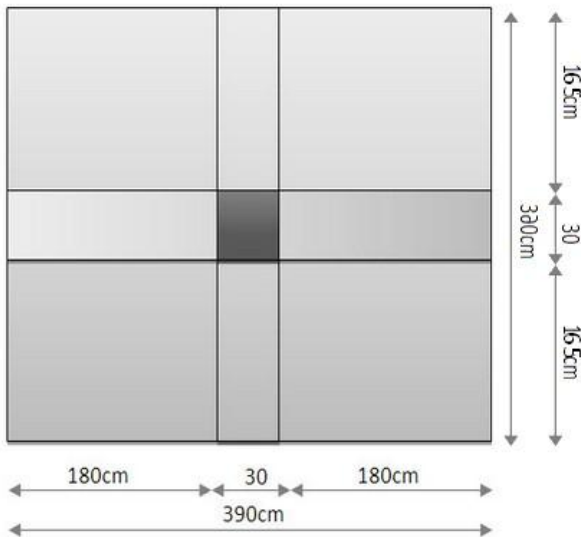


Figure II.2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité « ETAGES ».

$$S_{brute} = 3.6 \times 3.9 = 14.04 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = 4 (1.65 \times 1.80) = 11.88 \text{ m}^2$$

b. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

- **Les charges permanentes :**
- **Toiture :** inclinaison est de ($\alpha = 24.01^\circ$)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Couverture en tuile mécanique (linteau compris)	/	/	0.45/cos $\alpha = 0,47$
Pannes +chevrons +fixation	/	/	0.1/cos $\alpha = 0.1$
Mur de séparation (ep=10cm)	/	/	0,90
totale			1.47

TABLEAU II.1. les charges permanentes revenant à la toiture

- **Les planchers :**
- Plancher terrasse :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	FIGURE
1 l'étanchéité	2	0.095	0.19	
2 Plancher en corps creux (16+4)	20	/	3.10	
3 Enduit en plâtre	2	0.1	0.2	
Charge permanente totale : Gt			3.49	

TABLEAU II.2. les charges permanentes revenant au Plancher terrasse.

Plancher étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	figure
1. Maçonnerie en briques creuses avec enduit.	/	/	0.9	
2. Revêtement en carrelage	2	20	0.4	
3. Mortier de pose	3	20	0.6	
4. Couche de sable	3	22	0.66	
5. Plancher en corps creux	20	/	2.8	
6. Enduit en plâtre	2	20	0.2	
totale			5.56	

TABLEAU II.3. les charges permanentes revenant au Plancher étage courant.

- **Maçonnerie** : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

Murs extérieurs : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1. Mortier de ciment	2	18	0.36	
2. Briques creuse	10	9	0.9	
3. lame d'air	8	0	0	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			2.36	

TABLEAU II.4. les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1 Enduit de plâtre	2	10	0.2	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			1.30	

TABLEAU II.5. les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

• Les charges d'exploitations :

Eléments	Q [KN/m ²]
Terrasse ou toiture	1
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Plancher sous-sol (cave)	2.5
Etage à usage commercial (RDC)	3.5
balcon	3.5
Escaliers	2.5

TABLEAU II.6. Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

c. Calcul des poids :

Charges permanentes :

- **Poids revenant à chaque plancher** :

Toiture: $P = G \times S_t$

Avec S_t : la surface inclinée de la toiture.

$\cos \alpha = \frac{5.70}{x}$; on a $\alpha = 24.01^\circ$

On aura $x = 6.24m \Rightarrow S_t = 6.24x \left(\frac{3.6-0.3}{2} + \frac{3.6-0.3}{2} \right) = 20.59m^2$

$P = 1.47 \times 20.59 = 30.27KN$

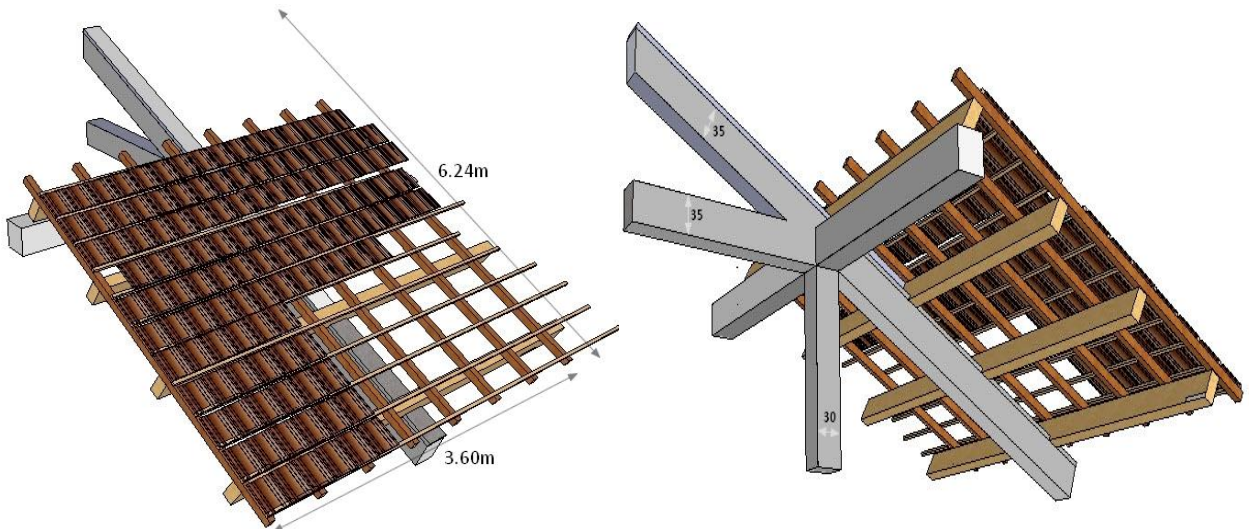


Figure II. 3: Surface d'influence du poteau le plus sollicité « TOITURE ».

Terrasse inaccessible $P=G \times S = 3.49 \times 11.88 = 41.46 \text{ kN}$
 Étage courant $P=G \times S = 5.64 \times 11.88 = 67 \text{ kN}$

- Poids des poutres :

Poids des poutres principales $P_{pp} = (0.3 \times 0.35) \times (3.9 - 0.3) \times 25 = 9.45 \text{ kN}$
 Poids des poutres secondaires $P_{ps} = (0.3 \times 0.35) \times (3.6 - 0.3) \times 25 = 8.66 \text{ kN}$
 D'où le poids total des poutres $P_t = 9.45 + 8.66 = 18.11 \text{ kN}$.

- Poids des poteaux :

Étage courant : $P = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.88 \text{ kN}$
 RDC : $P = 5.10 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 11.47 \text{ kN}$
 Sous-sol : $P = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.88 \text{ kN}$
 Poteau toiture : $P = 2.00 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 4.5 \text{ kN}$

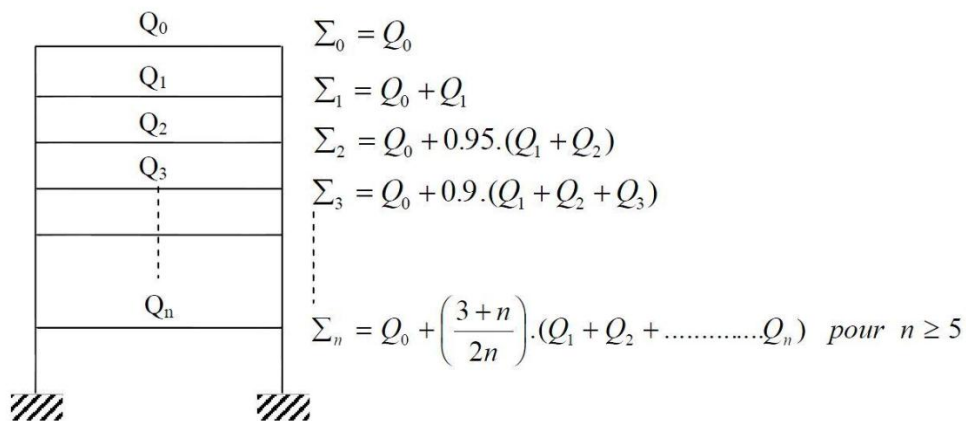
• Surcharges d'exploitation :

Toiture : $Q_0 = 1 \times 22.46 = 22.46 \text{ kN}$
 Plancher d'étage courant : $Q_1 = \dots \dots \dots Q_6 = 1.5 \times 14.04 = 21.06 \text{ kN}$
 PLANCHERS RDC : $Q_7 = 3.5 \times 14.04 = 49.14 \text{ kN}$
 Plancher de sous-sol : $Q_8 = Q_9 = Q_{10} = 2.5 \times 14.04 = 35.10 \text{ kN}$

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Selon les règles du BAEI91 et vue le nombre d'étages de notre ouvrage ($n > 5$), une dégression de charge sera effectuer comme suit :

Soit (S_0) la surcharge appliquée à la toiture(ou terrasse) ; soit (S_i) la surcharge de l'étage ; les étages sont numérotés de haut en bas.



- Coefficients de dégression de charges

NIV	06	05	04	03	02	01	RDC	SS01	SS02	SS03
COEFF	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de charges

- NIV 6 $Q_0 = 22.46$ [KN].
- NIV5 $Q_0+Q_1=22.46+(1.5 \times 11.88) = 40.28$ [KN].
- NIV 4 $Q_0+0,95(Q_1+Q_2) = 22.46+0.95(17.82 \times 2) = 56.32$ [KN].
- NIV 3 $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3) = 22.46+0.90(17.82 \times 3) = 70.58$ [KN].
- NIV 2 $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 22.46+0.85(17.82 \times 4) = 83.05$ [KN].
- NIV 1 $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 22.46+0.80(17.82 \times 5) = 93.74$ [KN].
- RDC $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 22.46+0.75(17.82 \times 5 + (3.5 \times 11.88)) = 120.47$ [KN].
- SS 1 $Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 22.46+0.714[(17.82 \times 5) + 41.60 + (2.5 \times 11.88)] = 137.00$
- SS 2 $Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 22.46+0.687[(17.82 \times 5) + 41.60 + (29.7 \times 2)] = 169.77$
- SS 3 $Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 22.46+0.666[(17.82 \times 5) + 41.60 + (29.7 \times 3)] = 168.85$ [KN].

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								Sections des poteaux [cm ²]	
	G plancher	G poutres	G poteaux	1.2G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
toiture	33.02	24.25	4.5	74.12	74.12	0	-	74.12	50.08	30X30
6	41.46	18.11	6.88	79.74	153.86	22.46	22.46	176.32	119.14	30X30
5	67	18.11	6.88	110.39	264.25	21.06	43.52	307.77	207.95	40X40
4	67	18.11	6.88	110.39	374.64	21.06	64.58	439.22	296.77	40X40
3	67	18.11	6.88	110.39	485.03	21.06	85.64	570.67	385.59	40X40
2	67	18.11	6.88	110.39	595.42	21.06	106.70	702.12	474.41	40X40
1	67	18.11	6.88	110.39	705.81	21.06	127.76	833.57	563.22	40X40
RDC	67	18.11	11.47	115.90	821.71	49.14	176.90	998.61	674.74	45X45
SS1	67	18.11	6.88	110.39	932.10	35.1	212.00	1 144.10	773.04	45X45
SS2	67	18.11	6.88	110.39	1 042.49	35.1	247.10	1 289.59	871.35	50X50
SS3	67	18.11	6.88	110.39	1 152.88	35.1	282.20	1 435.08	969.65	50X50

TABLEAU II.8. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux.

Remarque : Pour tenir compte de l'effet de séisme on a majoré G_{Totale} de 20 %

C. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

min (b, h) ≥ 25cm.

Les poteaux sont de section carrée de longueurs (30,40 ,45),

Condition vérifiée.

min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$

Deux hauteurs différentes (286, 490),

$\frac{286}{20} = 14.3 < 30 < 40$

$\frac{490}{20} = 24.5 < 40$

Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Les poteaux sont de section carrée $\frac{b}{h} = 1$

Condition vérifiée.

Conclusion : Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA

D. vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être 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.

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

Pour les poteaux (30x30) : $\frac{119.14}{(30 \times 30 \times 2.5)} = 0.078 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux (40x40) : $\frac{833.57}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.208 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux (45x45) : $\frac{1\ 144.10}{(45 \times 45 \times 2.5)} = 0.226 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux (50x50) : $\frac{1\ 435.08}{(50 \times 50 \times 2.5)} = 0.229 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

E. Vérification des poteaux au flambement

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

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

$I = \frac{bh^3}{12}$: Moment d'inertie du poteau

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter $l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,
- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$l_f = 0.7 \times 4.90 = 3.43$ m pour le poteau du RDC,

$l_f = 0.7 \times 2.86 = 2.002$ m pour le poteau des étages courants.

Pour les SOUS-SOL

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12.99 \text{ cm} \qquad \lambda = \frac{2.002 \cdot 10^2}{12.99} = 15.41 < 35$$

Pour le RDC

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.43 \times 10^2}{12.99} = 26.40 \text{ cm} < 35$$

Pour les poteaux d'étage a section (40x40)

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{2.002 \cdot 10^2}{11.54} = 17.35 < 35$$

Pour les poteaux d'étages a section (30x30):

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{2.002 \cdot 10^2}{8.66} = 23.77 < 35$$

Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 35, alors il n'y a aucun risque de flambement.

F. les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le (RPA 99 - 2003, art 7.7.1) ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4 a$

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

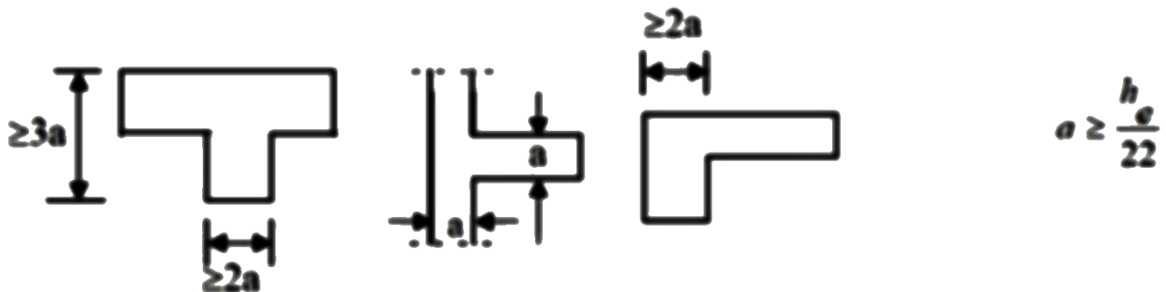


Figure II.4

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

Pour le rez-de-chaussée :

Dans notre cas, la hauteur d'étage $h_e = 490$ cm. nous aurons donc : $a \geq \frac{490}{22} = 22.27$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 25$ cm

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $L_{min} = 280$ cm $> 4 a = 100$ cm

condition vérifiée

- On adoptera les mêmes longueurs pour tous les étages.

A 3D wireframe model of a building structure, showing a multi-story frame with a central tower and various levels and beams. The model is rendered in a light blue color and is positioned on the left side of the page.

CHAPITRE III

Calcul des éléments Secondaires.

Introduction:

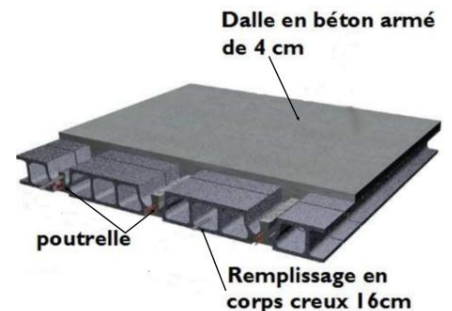
Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré dimensionnement des éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments du bâtiment qui ne participent pas au contreventement.

I. Etudes des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- -Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- -Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.



1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

l: Distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

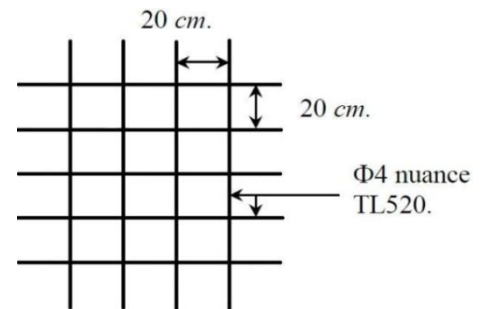
Soit : A_⊥ = 5T4 = 0.63 cm²/ml ; avec un espacement : S_t = 20 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit : A_{//} = 4T5 = 0.49 cm²/ml ; avec un espacement : S_t = 20 cm

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4 × 5 × 200 × 200) mm².



2. Etude de la poutrelle :

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

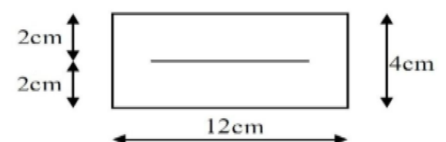
Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m² et celui de la main d'œuvre.

Poids propre de la poutrelle : P_p = 0.12 × 0.04 × 25 = 0.12 KN/ml

Poids du corps creux : P_{cc} = 0.65 × 0.95 = 0.62 KN/ml



Poids totale : $P_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
 Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

• **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Combinaison de charges : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN /ml}$.

- **Calcul du moment en travée :** $M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{(3.3)^2}{8} = 3.403 \text{ kN.m}$

- **Calcul de l'effort tranchant :** $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2.5 \frac{3.3}{2} = 4.125 \text{ kN}$.

- **Ferraillage :**

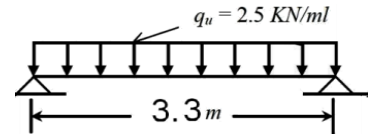
$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$;

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

avec $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ $\mu_u = \frac{3.403 \times 10^3}{(12)(2)^2 \times 14.17} = 5.003 \text{ MPa}$

$\mu_u = 5.003 > \mu_i = 0.392 \rightarrow$ La Section Est Doublement Armée



Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_i \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8 M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 (0.267)}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

B. Après coulage de la dalle de compression (section en T) :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura une section en T est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités.

a. Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

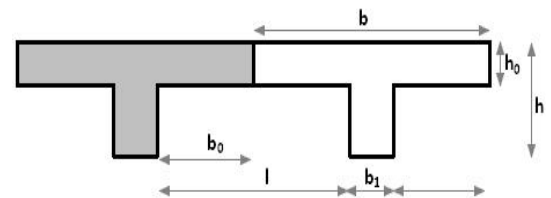
h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h = 4 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure ($b = 12 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l_0}{2}; \frac{l}{10}; 8h_0 \right\}$$

$l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$. La distance entre deux poutrelles.

$l = 3.6 \text{ m}$. La largeur de la plus grande travée.



D'où $b_1 \leq \min \{26.5; 36; 32\}$, $b_1 = 26.5$ et $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

b. Calcul des poutrelles :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément reparties sur elle : Charge permanente $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ kN /ml}$.

Charge permanente $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ kN /ml}$.	Valeurs de Q (kN /ml).	ELU (1.35G+1.5Q) (kN /ml).	ELS (1G+1 Q) (kN /ml).
Etage courant à usage habitation	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.341	4.589
Etage à usage commercial	$3.5 \times 0.65 = 2.275$	8.291	5.889
Etage à usage cave	$2.5 \times 0.65 = 1.625$	7.316	5.239

TABLEAU.III.1.

c. choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchant seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

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

• Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2, 210) :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m² :

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

$$Q = 3.5 \text{ KN} < \max \{2G = 11.12 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées

Condition vérifiée.

La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Condition vérifiée.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.6}{3.6} = 1 \quad ; \quad \frac{3.6}{2.9} = 1.4 \quad ; \quad \frac{2.9}{3.6} = 0.80 \quad ; \quad \frac{3.6}{3.6} = 1$$

La valeur (1.4) n'est pas comprise dans l'intervalle

Condition non vérifiée.

• Méthode des trois moments :

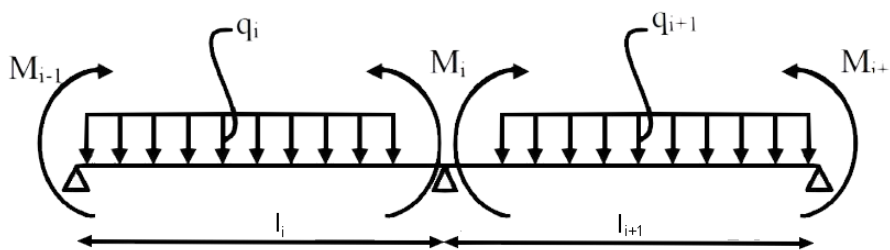
C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1} .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

- Pour l'appui: $M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$



- Pour la travée: $M(x) = M_0(x) + M_{i-1} (x) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + M_i \frac{x}{l_i}$
 $M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

d. Le calcul à l'ELU :

On fera deux calculs distincts :

- e. Pour les poutrelles à cinq travées
- f. Pour les poutrelles à deux travées

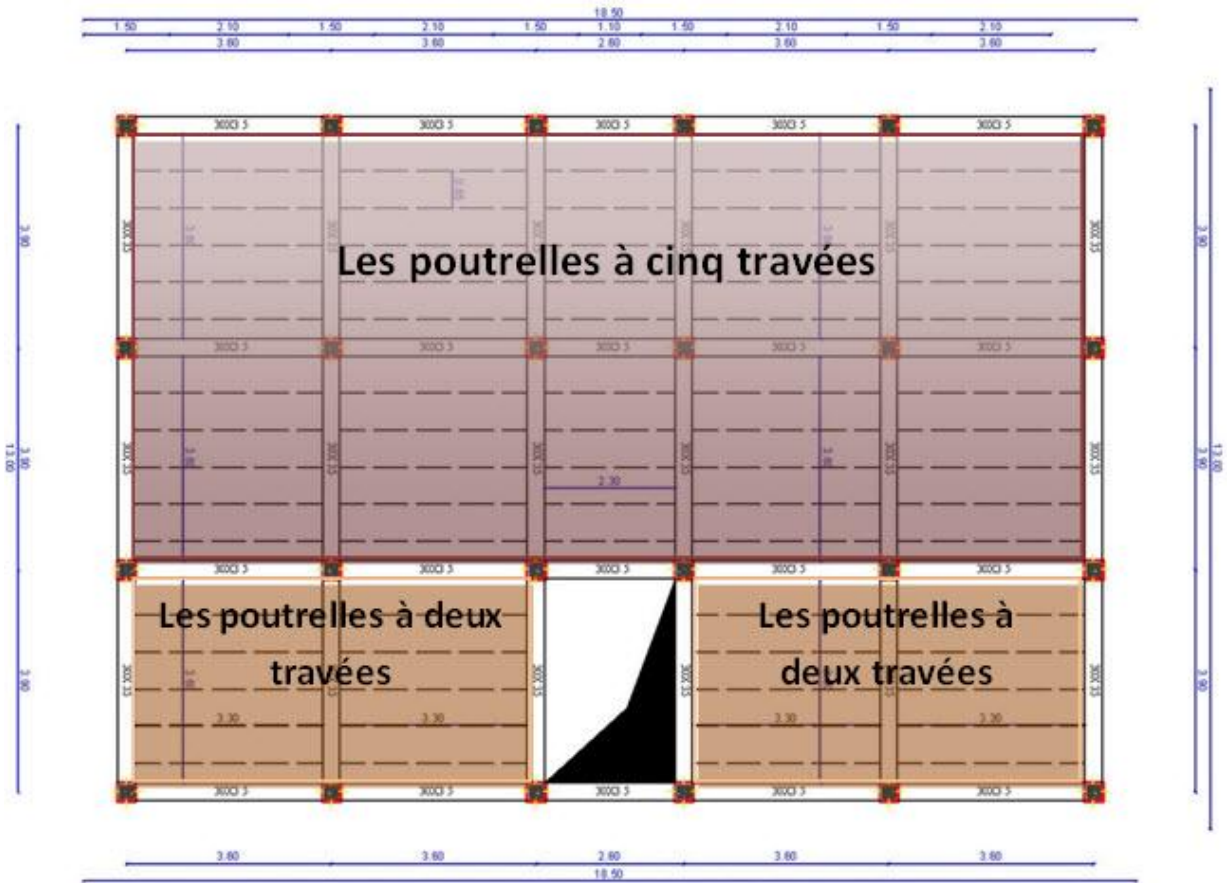
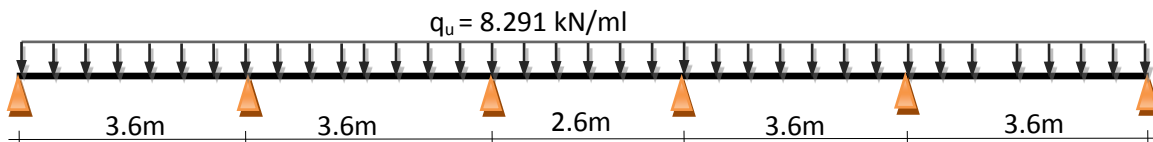


FIGURE.III.1. types de poutrelles a calculé.

e. Poutrelles à cinq travées



• Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

Pour: $i= 1: 7.20 M_1 + 3.20 M_2 = -97.706$ (1)

$i=2: 3.60 M_1 + 14.40 M_2 + 3.60 M_3 = -193.412$ (2)

$i= 3: 3.60 M_2 + 12.40 M_3 + 2.60 M_4 = -133.136$ (3)

Pour des raisons de symétries on a:

$M_1 = M_6$

$M_2 = M_5$

$M_3 = M_4$

→

$M_1 = - 10.230 \text{ KN.ml}$

$M_2 = - 9.4702 \text{ KN.ml}$

$M_3 = - 5.8698 \text{ KN.ml}$

$M_4 = - 5.8698 \text{ KN.ml}$

$M_5 = - 9.4702 \text{ KN.ml}$

$M_6 = - 10.230 \text{ kN.ml}$

• Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l-x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

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

Travée	L(m)	q _u (kN/ml)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X(m)	M _{max} (kN.m)
1	3.6	8.291	-8.612	-9.639	1.76	4.31
2	3.6	8.291	-9.639	-6.564	1.90	5.37
3	2.6	8.291	-6.564	-6.564	1.30	0.44
4	3.6	8.291	-6.564	-9.639	1.70	5.37
5	3.6	8.291	-9.639	-8.612	1.84	4.31

TABLEAU III.2.

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
Diminution de 1/3 pour les moments en appuis

Travée	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	M _{max} (kN.m)
1	-5.741	-6.426	5.748
2	-6.426	-4.376	7.166
3	-4.376	-4.376	0.589
4	-4.376	-6.426	7.166
5	-6.426	-5.741	5.748

TABLEAU III.3.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée	L(m)	q _u (kN.ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1	3.6	8.291	-5.741	-6.426	14.73	-15.11
2	3.6	8.291	-6.426	-4.376	15.49	-14.35
3	2.6	8.291	-4.376	-4.376	10.78	-10.78
4	3.6	8.291	-4.376	-6.426	14.35	-15.49
5	3.6	8.291	-6.426	-5.741	15.11	-14.73

TABLEAU III.4.

Travée	L(m)	q_u (kN.ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1	3.6	8.291	-5.741	-6.426	14.73	-15.11
2	3.6	8.291	-6.426	-4.376	15.49	-14.35
3	2.6	8.291	-4.376	-4.376	10.78	-10.78
4	3.6	8.291	-4.376	-6.426	14.35	-15.49
5	3.6	8.291	-6.426	-5.741	15.11	-14.73

TABLEAU III.4.

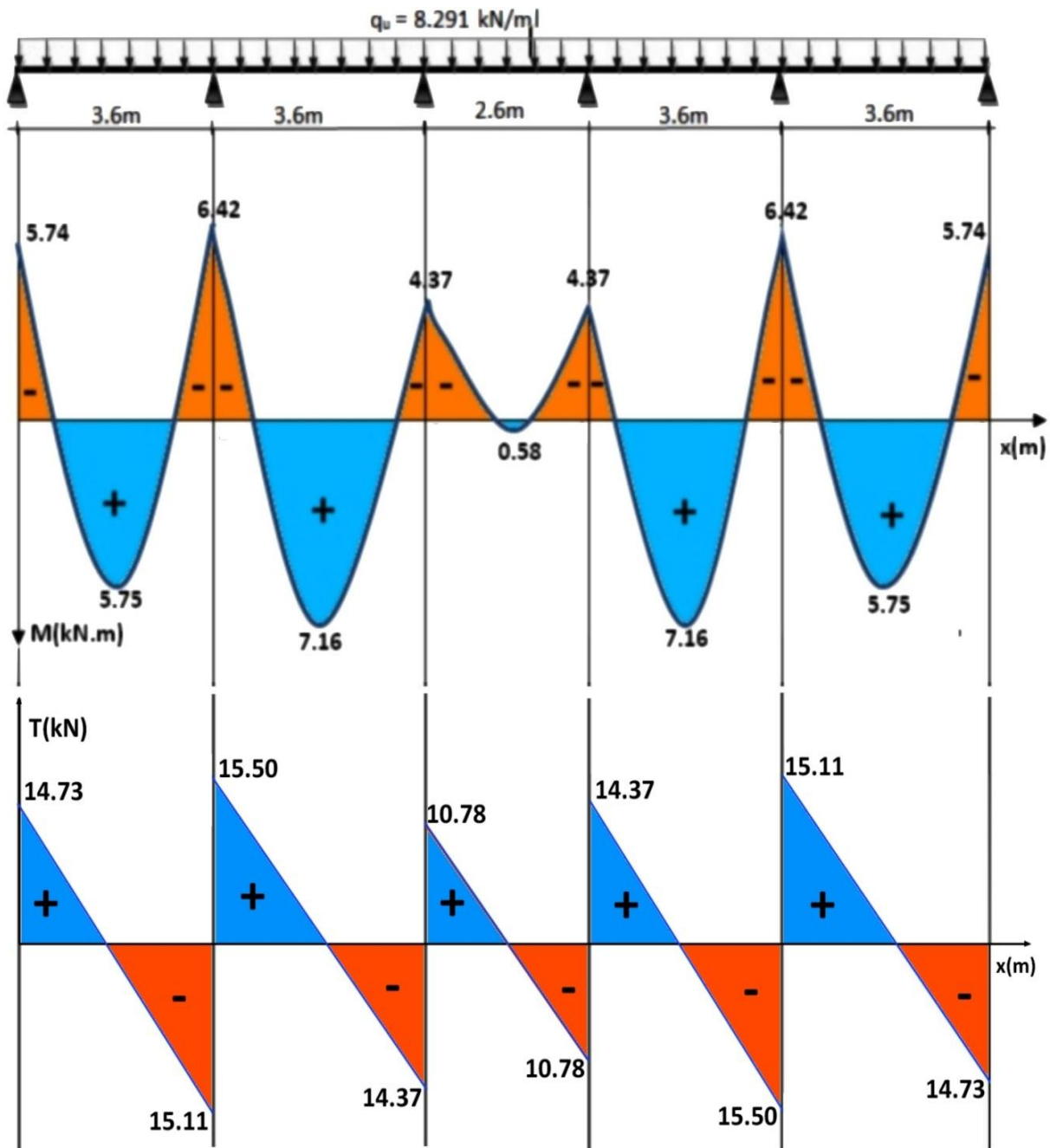
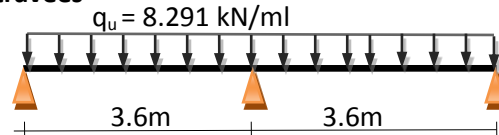


FIGURE.III.2. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

f. Poutrelle(II) à deux travées



• Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

Pour:

$$i= 1: 7.20 M_1+ 3.60 M_2= -96,706 \quad (1)$$

$$i= 2: 3.60 M_1+ 14.40 M_2+ 3.6 M_3= -193,412 \quad (2)$$

$$i= 3: 3.60 M_2+ 7.20 M_3 = -96,706 \quad (3)$$

d'où

$$M_1 = -8.9543 \text{KN.ml}$$

$$M_2 = -8.9543 \text{KN.ml}$$

$$M_3 = -8.9543 \text{KN.ml}$$

• Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l-x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

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

Travée	L(m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	X(m)	M _{MAX} (KN.m)
1	3.6	8.291	-8.954	-8.954	1.8	4.477
2	3.6	8.291	-8.954	-8.954	1.8	4.477

TABLEAU III.5.

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

Augmentation de **1/3** pour les moments en travée

Diminution de **1/3** pour les moments en appuis

N°	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _{max} (KN.m)
1	-5.969	-5.969	5.969
2	-5.969	-5.969	5.969

TABLEAU III.6.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1	3.6	8.291	-5.58	-6.75	14.92	-14.92
2	3.6	8.291	-6.75	-3.24	14.92	-14.92

TABLEAU III.7.

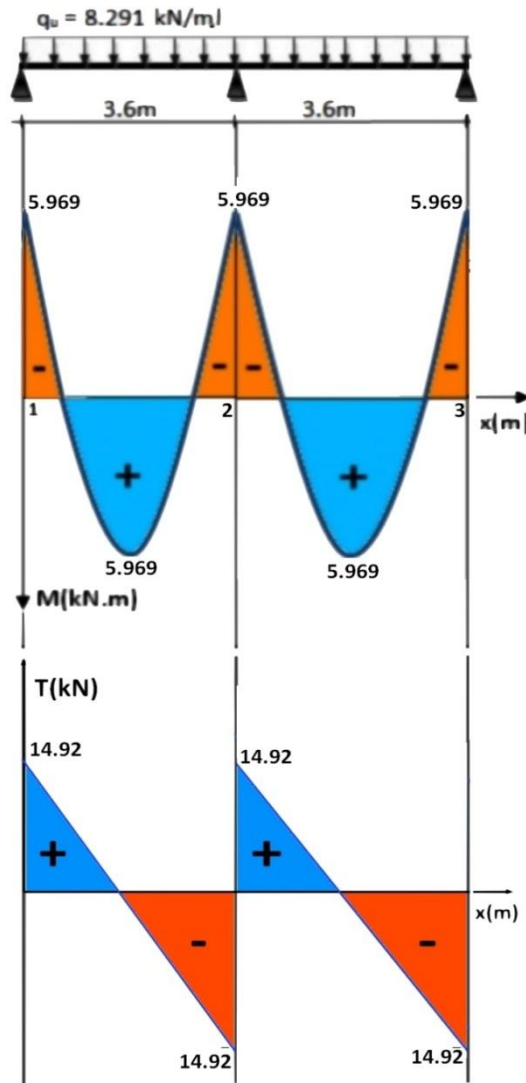


FIGURE.III.3. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

C. CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :

a. Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

- **En travées :**

Position de l'axe neutre

Si $M_t > M_0$ (l'axe neutre est dans la nervure)

Si $M_t < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ kN.m}$$

Avec $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$M_t < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

• Exemple de calcul : (travée1-2)

- En travée : $M_t = 5.75 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.75 \cdot 10^3}{12 (18^2) 14.2} = 0.104 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \mu_b = 0,104 \quad \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_{tr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.75 \cdot 10^3}{0.945 (18) 348} = 0.96 \text{ cm}^2 \text{ S}$$

soit : 2HA8= 1.01cm².

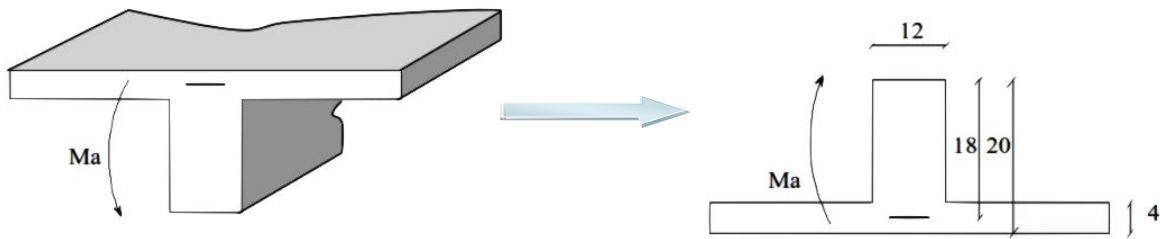
- En appuis: $M_a = 5.74 \text{ kN.m}$

Les appuis intermédiaires seront ferrillées avec M_{aint} .

Les appuis de rives seront ferrillés avec M_{ariv} .

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, il suffit de renverser la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.74 \cdot 10^3}{12 (18^2) 14.2} = 0.104 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \mu_b = 0,104 \quad \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_{tr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.74 \cdot 10^3}{0.945 (18) 348} = 0.96 \text{ cm}^2 \text{ S}$$

soit : 2HA8= 0.57 cm².

b. Résumé des résultats

Les résultats des ferrillages en travées et aux appuis sont résumés comme suit :

Zone	Travées	L(m)	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
travée	(1-2)	3.6	5.75	0.104	0.945	0.97	2HA8=1
	(2-3)	3.6	7.16	0.129	0.93	1.23	2HA10=1.57
	(3-4)	2.6	0.59	0.010	0.995	0.095	2HA8=1
	(4-5)	3.6	7.16	0.129	0.93	1.23	2H10=1.57
	(5-6)	3.6	5.75	0.104	0.945	0.97	2HA8=1

TABLEAU III.8.

Zone	Travées	Mi (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
aux appuis	(1)	5.74	0.104	0.945	0.97	2HA8=1
	(2)	6.42	0.116	0.938	1.09	2HA10=1.57
	(3)	4.37	0.079	0.958	0.73	2HA8=1
	(4)	4.37	0.079	0.958	0.73	2HA8=1
	(5)	6.42	0.116	0.938	1.09	2HA10=1.57
	(6)	5.74	0.104	0.945	0.97	2HA8=1

TABLEAU III.9.

• Plancher à usage habitation :

Charge :

Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

Combinaison d'actions :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.341 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.589 \text{ KN/ml}$

c. Calcul à l'ELU

Zone	Travées	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
travée	(1-2)	-4.39133	-4.91473	4.396	11.27	-11.56	0.733	2HA8=1
	(2-3)	-4.91473	-3.3468	5.481	11.85	-10.98	0.923	2HA8=1
	(3-4)	-3.3468	-3.3468	0.451	8.244	-8.244	0.072	2HA8=1
	(4-5)	-3.3468	-4.91473	5.481	10.98	-11.85	0.923	2HA8=1
	(5-6)	-4.91473	-4.39133	4.396	11.56	-11.27	0.733	2HA8=1

TABLEAU III.10.

Zone	Travées	$M_i(\text{KN.m})$	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
aux appuis	(1)	4.39	0.079	0.959	0.731	2HA8=1
	(2)	4.91	0.089	0.954	0.822	2HA8=1
	(3)	3.34	0.060	0.969	0.551	2HA8=1
	(4)	3.34	0.060	0.969	0.551	2HA8=1
	(5)	4.91	0.089	0.954	0.822	2HA8=1
	(6)	4.39	0.079	0.959	0.731	2HA8=1

TABLEAU III.11.

D. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/BAEL 91 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_s = 1 \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(12 \times 18) 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_s = 1 \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(12 \times 18) 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant: (Art A.5.1/BAE91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad V_{\max} = 15.50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.50}{0.12 \cdot 0.18} 10^{-3} = 0.717 \text{ MPa} \leq \tau_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.19 f_{c28}^{2/3} = 1.083 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Entrainement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{sec} = \frac{T_u \max}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utilisé des armatures.

$$\sum u_i = \pi \times \phi = \pi \times 10 = 31.42 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sec} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{sec} = \frac{15.50 \cdot 10^3}{0.9(180)31.42} = 3.104 \text{ MPa} \quad \tau_{sec} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

Condition vérifiée.

d. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = \psi^2 f_{t28} = 2.1 \times 1.5^2 \times 0.6 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 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 pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} ; L_a = 20 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Appuis de rive : (Art A.5.1,312/BAEL91).

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

$$A_{st} \text{ adopter} \geq A_{st} \text{ min a encree} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{15.50 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.445 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adopter} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{st} \text{ min} = 0.445 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire : (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis à vis de l'état ultime, M_u , est inférieure à $0,9 \cdot V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{u \max} = \frac{M_{\max}}{0.9 d}$$

On doit vérifier : $IM_{\max} > 0,9 \cdot d \cdot V_u$

$$0,9 \cdot V_u \cdot d = 0.9 \times 180 \times 15.50 \cdot 10^3 = 2.50 \cdot 10^6 > M_{\max} = 7,16 \cdot 10^6 \text{ N.m}$$

Condition vérifiée.

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL91modifiées 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \cdot 0.9 d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \cdot 0.8(3.4) f_{c28}^{\frac{2}{3}} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 15.90 \cdot 10^3}{120(0.9) \cdot 180} = 1.593 \text{ MPa} \leq 15.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

g. Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1, 322/BAEL91).

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 a} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |V_{Ug}| + |V_{Ud}| = 15.50 + 15.11 = 30.61 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 a} = \frac{30.60 \cdot 10^3}{120(0.9) \cdot 180} = 1.57 \text{ MPa} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \cdot 25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- h. **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :** (Art A.5.1, 322).

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{1.8 b d h_0} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{15.50(650-120) 10^3}{1.8 (650 \times 180) 40} = 0.97 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

E. Calcul des armatures transversales :

- a. **Diamètre des armatures transversales** (Art A.7.2/BAEL91).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 8, \frac{120}{10}\right) \quad \phi_t = 5,71 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

On opte pour étriers en ϕ_6 Donc : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

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

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9(12), 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement $S_{t_{\min}} = 15 \text{ cm}$.

- c. **Pourcentage minimum des armatures transversales :** (Art A.5.1,22/BAEL91 modifiées 99)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$A_{t \text{ adopter}} > \frac{0.13 f_{t28} b S_t}{f_e}$$

$$A_{t \text{ adopter}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{0.13 \cdot 2.1 \cdot 12 \cdot 15}{235} = 0.209 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Nous adopterons un étrier en ϕ_6 tous les 15 cm.

F. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de résistance de béton en compression.

Etat limite de déformation.

- a. **Combinaison de charge à l'ELS :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u).

Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_u}{q_s}$$

Pour le plancher a usage commerciale : $I = 0.7102$

Pour le plancher a usage caves : $I = 0.716$

Pour le plancher a usage habitation : $I = 0.723$

- b. **Pour le plancher a usage commerciale : $I = 0.7102$**

- **Poutrelle(I) à cinq travées**

- **Moments fléchissant**

En travée :

Pour la travée de rive (1) : $M_{\max} = 5.747 \times 0.7102 = 4.082 \text{ KN.m}$

Pour la travée (2) : $M_{\max} = 7.165 \times 0.7102 = 5.089 \text{ KN.m}$

Pour la travée (3) : $M_{\max} = 0.589 \times 0.7102 = 0.418 \text{ KN.m}$

Pour la travée (4) : $M_{\max} = 7.165 \times 0.7102 = 5.089 \text{ KN.m}$

Pour la travée de rive (5) : $M_{\max} = 5.747 \times 0.7102 = 4.082 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

$$M1 = M6 = 5.741 \times 0.7102 = 4.077 \text{ KN.m}$$

$$M2 = M5 = 6.425 \times 0.7102 = 4.563 \text{ KN.m}$$

$$M3 = M4 = 4.375 \times 0.7102 = 3.107 \text{ KN.m}$$

Travées	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-4.078	-4.564	4.082	10.464	-10.734
(2)	-4.564	-3.108	5.089	11.003	-10.194
(3)	-3.108	-3.108	0.419	7.6547	-7.6547
(4)	-3.108	-4.564	5.089	10.194	-11.003
(5)	-4.564	-4.078	4.082	10.734	-10.464

TABLEAU III.12.

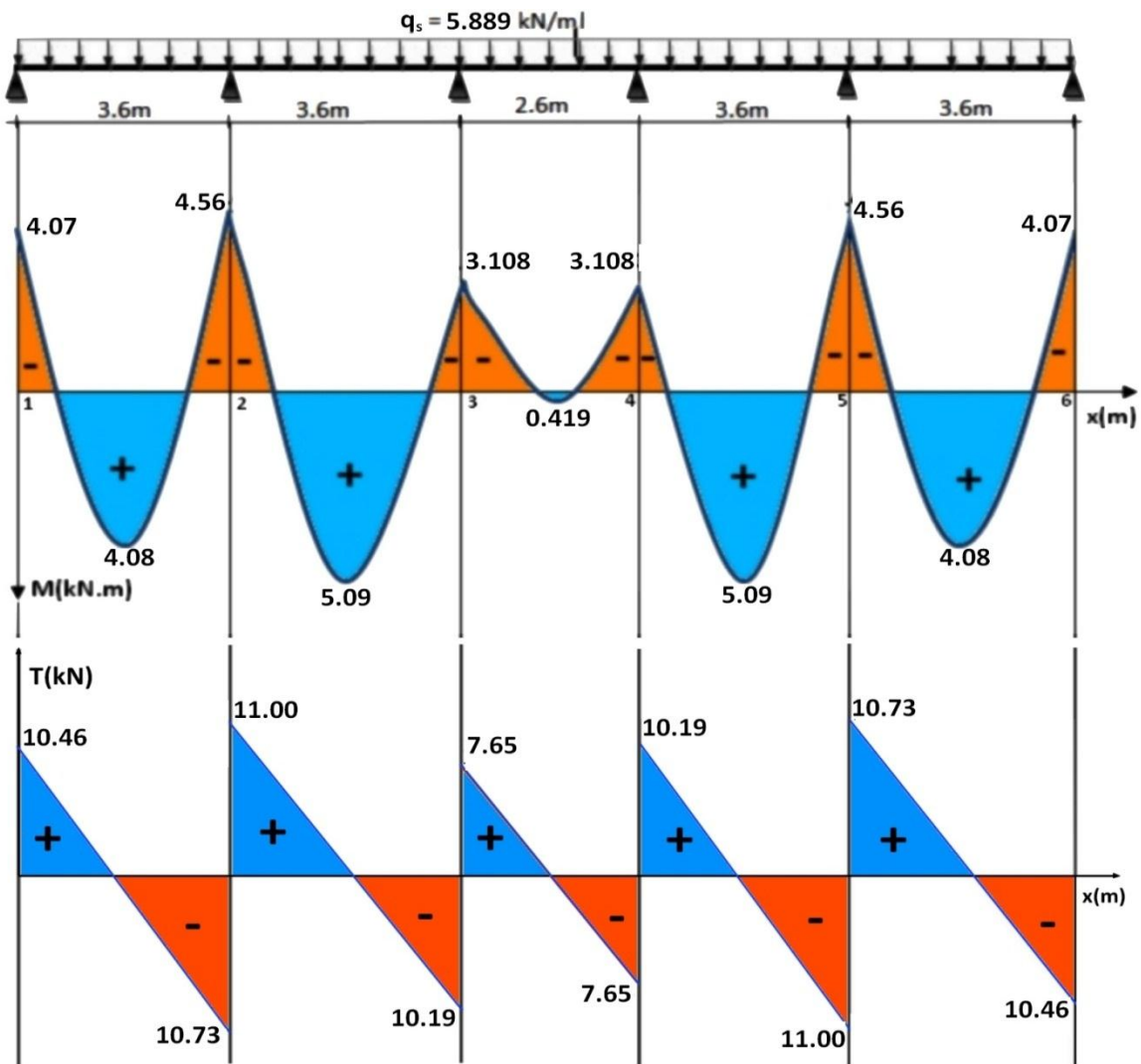


FIGURE.III.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

- Poutrelle(2) à deux travées :

Travées	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-4.239	-4.239	4.239	10.60	-10.60
(2)	-4.239	-4.239	4.239	10.60	-10.60

TABLEAU III.13.

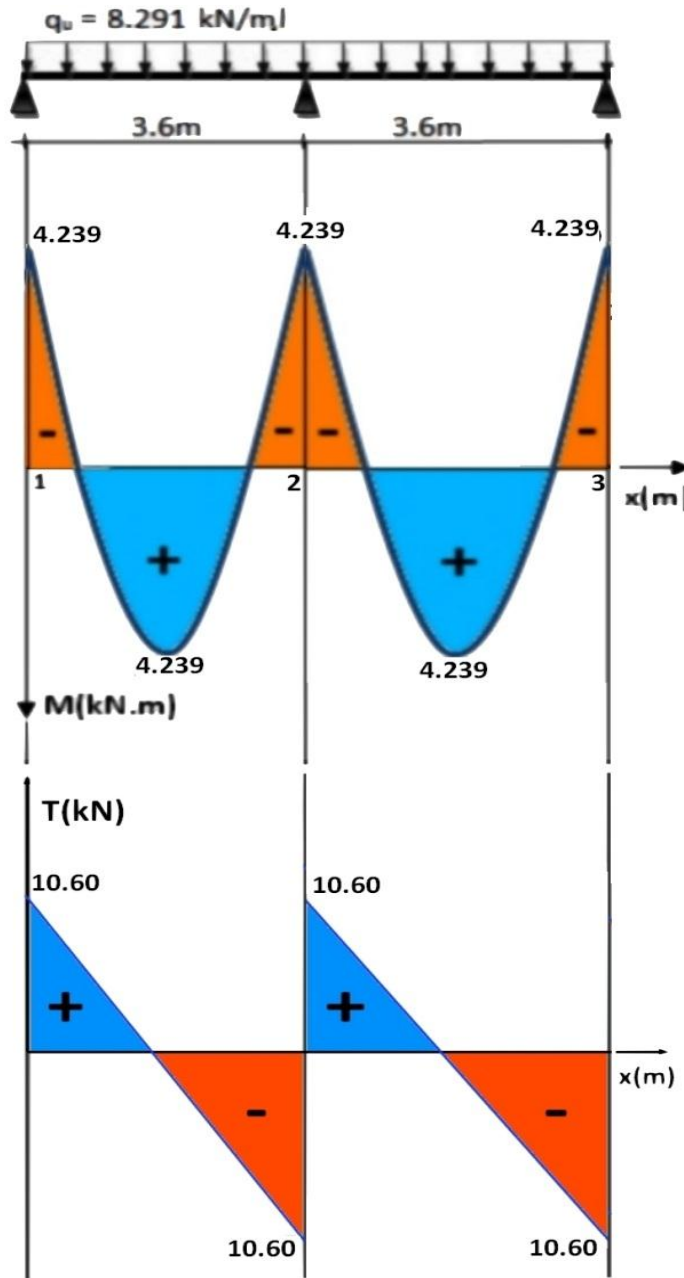


FIGURE.III.5. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

c. Pour le plancher a usage habitation : $I = 0.7236$

• Poutrelle(I) à cinq travées

Travées	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-3.178	-3.556	3.181	8.154	-8.365
(2)	-3.556	-2.422	3.966	8.575	-7.944
(3)	-2.422	-2.422	0.326	5.965	-5.965
(4)	-2.422	-3.556	3.966	7.944	-8.575
(5)	-3.556	-3.178	3.181	8.365	-8.154

TABLEAU III.14.

d. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.4.5,3/BAEL91)

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

e. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

En travée :

Contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{b d} 100 = \frac{1.57}{12 18} 100 = 0.73 \quad (=) \quad k_1 = 25,32 \quad \text{et} \quad \beta = 0,876 \quad K=1/K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{5.09 \cdot 10^6}{0.876 (180) 157} = 205.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bc} = 0.039 (205.60) = 8.12 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f. Etat limite de déformation : (Art. B.6.8,424/BAEL91).

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 à l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 18} = 0.00726 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

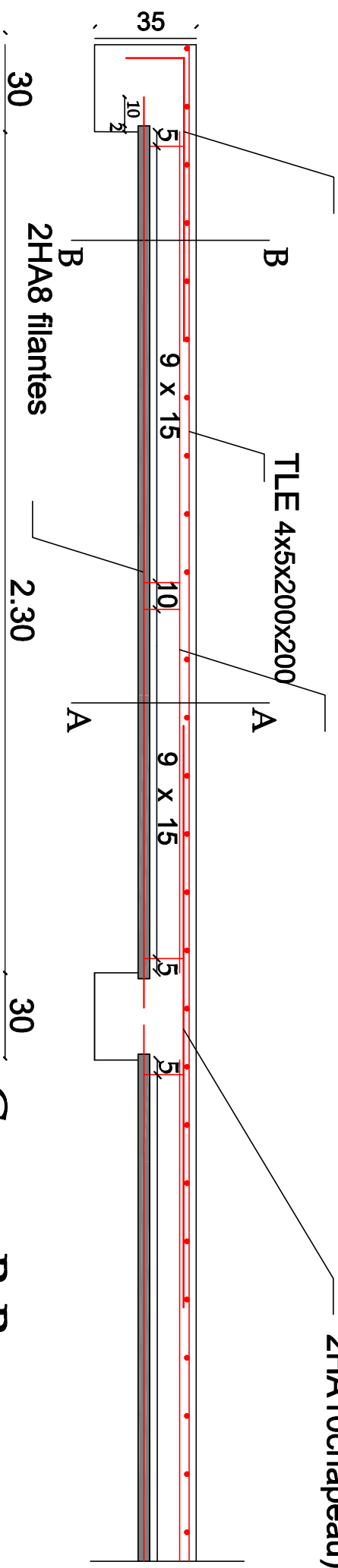
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5.09}{15 (9.54)} = 0.035 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

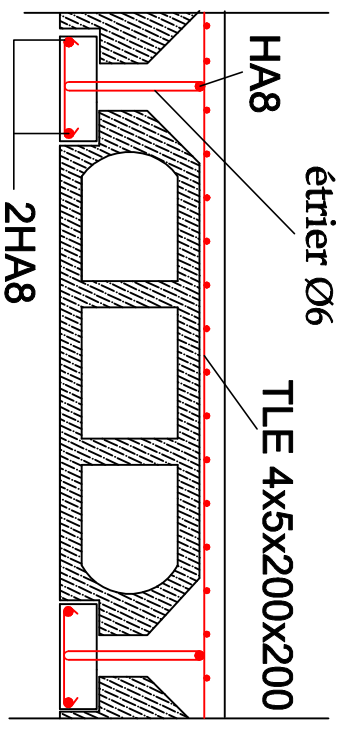
Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

20 HA8 (chapeau)

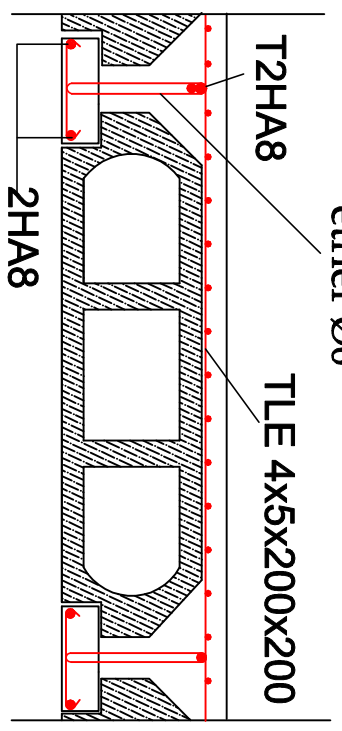
HA8 (barre de montage)



Coupe A-A

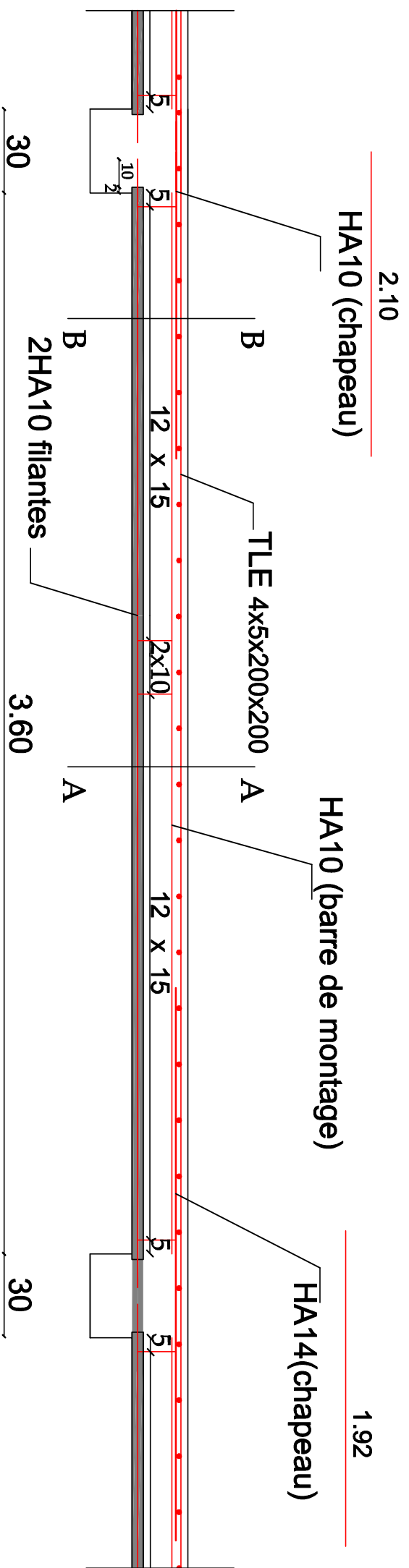


Coupe B-B

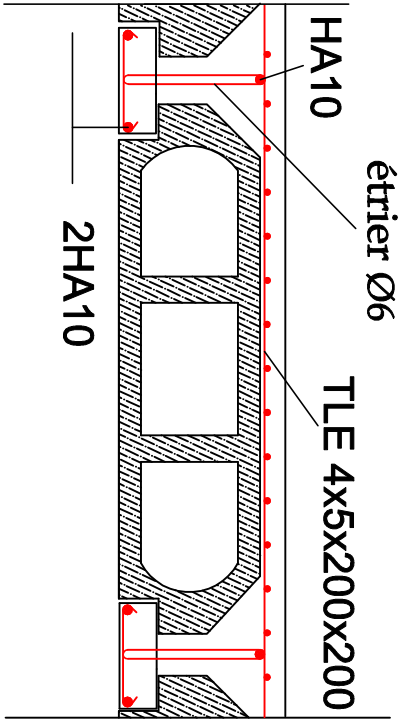


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

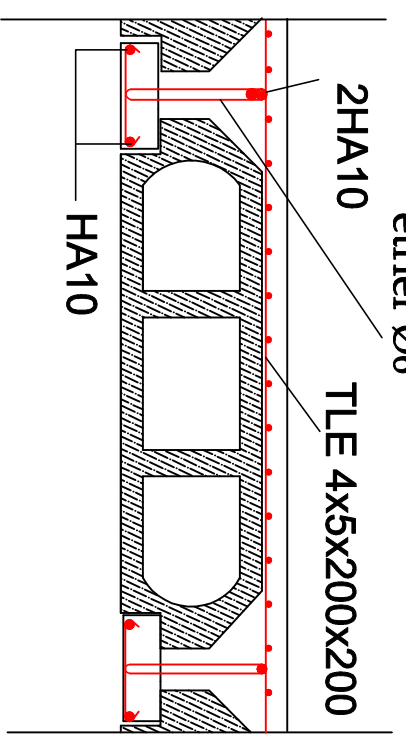
ETUDE/PAK:		TITRE:	
Mr. HAMDAD N-dine		Exemple 1: plancher à usage commercial	
Mr. DIERDI Meziane		Ferrillage des poutrelles	
DIRIGE PAR:			
Mr. GUEBAL Med Ouail			
PROMOTION 2011-2012		PLANCHE N°	ECHELLE



Coupe A-A



Coupe B-B



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

ETUDE PAR: M ^r HAMDAD N-dine M ^r DJERDI Mezziane		TITRE: Exemple 2: Plancher à usage commercial Rendillage des poutrelles nives (2-5)	
DIRIGE PAR: M ^r GUEBAL Med Ouah		PLANCHE N°	
PROMOTION 2011-2012		ECHELLE	

I. Calcul des escaliers :

Une cage d'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. Notre structure comporte un escalier droit composé de :

3 volées au niveau du premier sous-sol, RDC

2 volées au niveau des deux autres sous-sols et l'étage courant.

Il est constitué de paillasse, palier de repos.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

Dans ce cas, nous calculerons l'escalier de la plus grande volée.

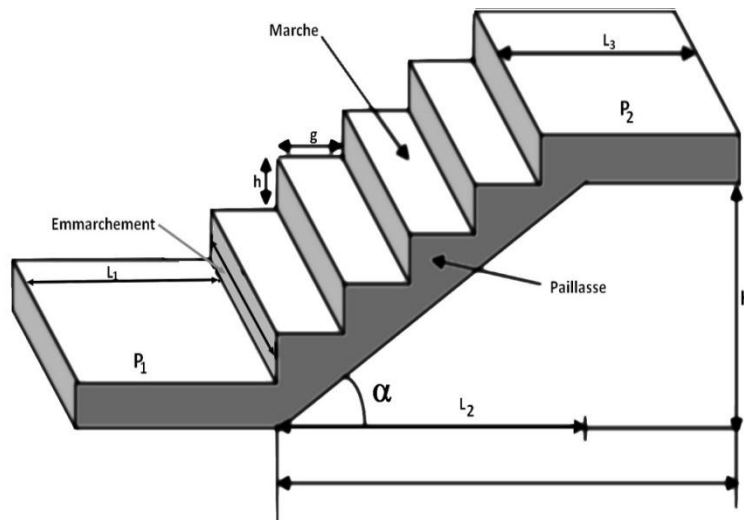


FIGURE.III.15. Schéma de l'escalier

A. 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.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17cm.

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 comprises 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 0.65m de collet, si $E \geq 1m$.

La paillasse : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre march

B. Predimensionnement de l'escalier a Calculé:

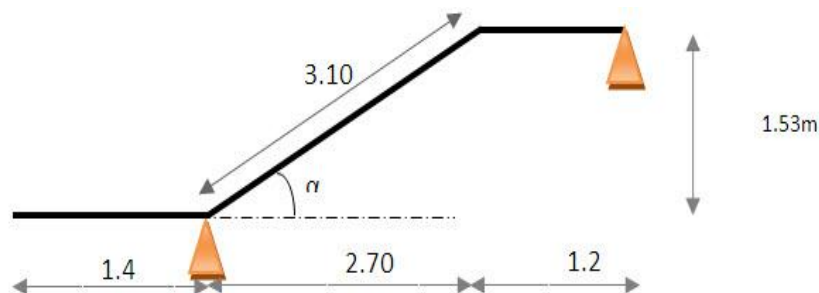


FIGURE.III.16. Schéma statique de l'escalier.

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est : $4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marches : $n = H/h = 153/17=9$ n = 9 contre marches.

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

• **Loi de BLONDEL :**

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet un escalier ou on se déplace de façon confortable. $59\text{cm} \leq g + 2 h \leq 64\text{cm}$.

Pour $h = 17\text{cm}$, on aura : $25\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

Donc on prend $g = 30\text{ cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$59\text{cm} \leq 30 + (2 \times 17) \leq 64\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 63 \leq 64\text{cm}$

condition vérifiée.

• **Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :**

L'épaisseur de la paillasse et du pallier (e_p) est donné par la relation suivante : $L/30 \leq e_p \leq L/20$

L_0 : longueur libre (palier + La portée de la paillasse)

L'angle d'inclinaison (α) : $\alpha = 29,54^\circ$

Longueur du paillasse : $L'=310\text{ cm}$

Longueur réelle de la paillasse : $L = L' + L2 = 310 + 277 = 587\text{ cm}$.

L'épaisseur (e_p) : $510/30 \leq e_p \leq 510/20 \rightarrow 17 \leq e_p \leq 25.5 \quad e_p = 20\text{ cm}$.

C. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes :

• **Palier :**

Poids propre : $25 \times 0,20 \times 1 = 5\text{ kN/ml}$

Poids du revêtement (mortier + carrelage + lit de sable) : $(0,60 + 0,40 + 0,66) \times 1 = 1,66\text{kN/ml}$

Total $G_{\text{palier}} = 6.66\text{ kN/ml}$

Poids du mur extérieur : $2,36 \times 1 = 1.3\text{ kN/ml}$

• **Volée :**

Poids de la paillasse : $G_p = 25 \frac{e_p}{\cos \alpha} 1 = 25 \frac{0.2}{\cos 29,54} 1 = 5.75\text{kN/ml}$

Poids des marches : $G_m = 25 \left(\frac{0.17}{2}\right) 1 = 2.125\text{ kN/ml}$

Revêtement carrelage : $20 \times 0.02 \times 1 = 0.40\text{ kN/ml}$

Mortier de pose : $20 \times 0.02 \times 1 = 0.40\text{ kN/ml}$

Lit de sable : $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44\text{ kN/ml}$

Poids du garde-corps : $0.2 \times 1 = 0.20\text{ kN/ml}$

Total $G_{\text{vol}} = 9.31\text{ kN/ml}$

b. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est : $Q = 2.5 \times 1\text{ m} = 2,5\text{ kN/ml}$

c. Combinaison des charges et surcharges :

• **Etat limite ultime ELU :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 2.5 = 12.74\text{kN/ml}$

Volée : $q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35 \times 9.31 + 1.5 \times 2.5 = 16.32\text{kN/ml}$

Mur : $q_u = 1,35 \times 2.36 = 3.18\text{ kN/ml}$

• Etat limite service ELS :

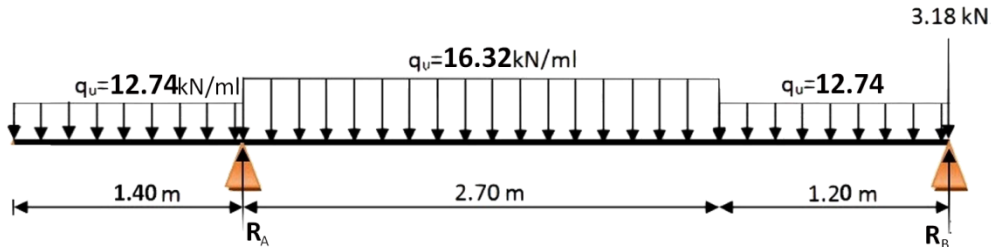
Palier : $q_s = G + Q = 6.66 + 2.5 = 9.16 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = 9.32 + 2.5 = 11.82 \text{ kN/ml}$.

Mur : $q_s = 1 \times 2.36 = 2.36 \text{ kN/ml}$

D. Calcul a l'ELU

a. Calcul des efforts internes à l'ELU :



• Réactions d'appuis :

$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.74) + (2.7 \times 16.32) + (12.74 \times 1.2) + 3.18 = 80.37 \text{ kN}$.

$\sum M/B = 0$

$\Rightarrow (12.74 \times 1.2) \cdot 1.2/2 + (2.7 \times 16.32) (2.7/2 + 1.2) + (12.74 \times 1.4) (1.4/2 + 2.7 + 1.2) = 203.58 \text{ kN.m}$

$\Rightarrow R_B = 28.17 \text{ kN}$

et $R_A = 52.20 \text{ kN}$

• Tableau des résultats d'effort tranchant, moment fléchissant :

N°	Expression		x(m)	Valeurs	tronçons
1	Moment (kN.m)	$M(x) = -12.74 \frac{x^2}{2}$	0	0	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 12.74x$	1.4	-12.48	
2	Moment (kN.m)	$M(x) = -12.48 + 34.36x - 16.32 \frac{x^2}{2}$	0	-12.48	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 16.32x - 34.36$	2.7	20.80	
3	Moment (kN.m)	$M(x) = 20.82 - 9.7x - 12.74 \frac{x^2}{2}$	0	-34.36	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 12.74x + 62$	1.2	9.70	
			1.2	24.94	

TABLEAU III.15. Résultats des efforts tranchants et moment fléchissant.

La section dangereuse est dans la travée (2)

$T_y = 0 \Rightarrow T(x) = 16.32x - 34.36 = 0 \Rightarrow x = 2,1 \text{ m} \Rightarrow M(2,1) = 23.70 \text{ kN.m}$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment. M_{max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement

- En appui (A) et (B) : $M_{A,B} = -0,3M_{max} = -0,3(23.70) = -6.24 \text{ kN.m}$

- En travées : $M_t = 0,85M_{max} = 0,85(23.70) = 17.68 \text{ kN.m}$

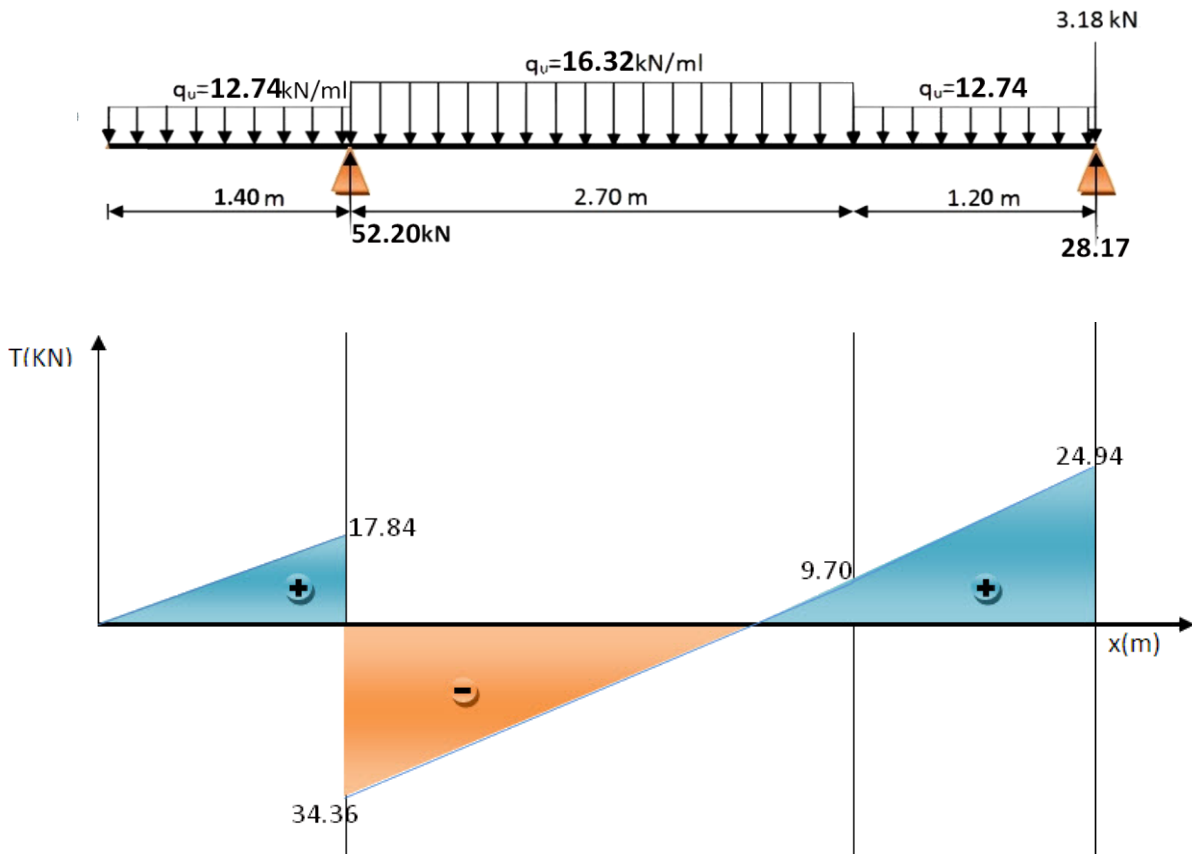


FIGURE.III.17. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

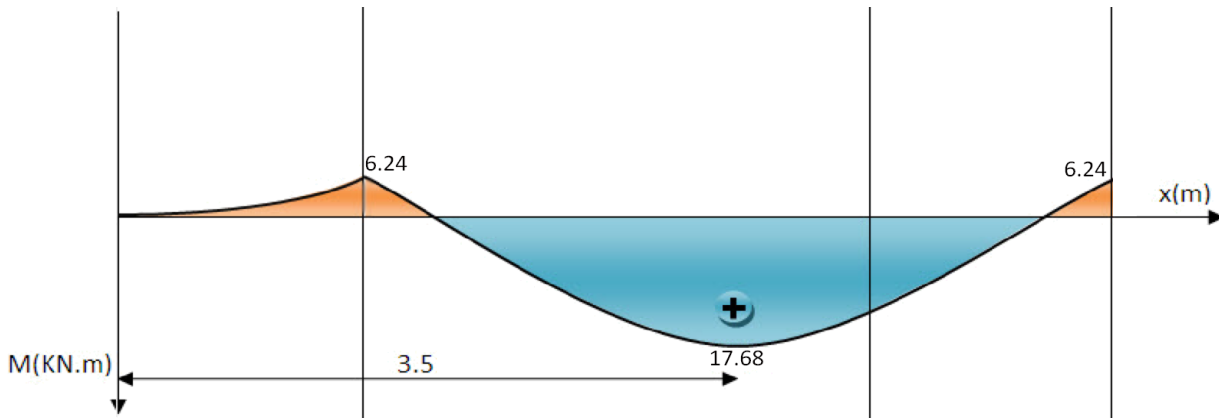


FIGURE.III.18. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b. Ferrailage :

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

• **Armatures longitudinales :**

- **En appui :** $M_{app} = -6.24 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.24 \cdot 10^3}{100 (18)^2 \cdot 14.2} = 0.013 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA donc } (A_{sup}=0)$$

$$\mu_b = 0,013 \quad \beta = 0,994 \quad A_i = \frac{M_{APP}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.24 \cdot 10^3}{0.994 (18)^3 \cdot 14.2} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** d'un espacement de 24 cm

- En travée : $M_{tr} = 17.68 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.68 \cdot 10^3}{100 (18)^2 \cdot 14.2} = 0.038 \ll \mu_1 = 0.381 \quad (\text{SSA}) \quad \beta = 0,985$$

$$A_i = \frac{M_{tr}}{bd f_{bu}} = \frac{17.68 \cdot 10^3}{0.985 (18) \cdot 347.82} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** d'un espacement de 24 cm

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : $\frac{A_a}{4} \leq A_r$ $A_r \geq \frac{3.14}{4} = 0.785$

Soit **4HA8 = 2.01cm²** d'espacement 25cm.

- Aux appuis : $\frac{A_a}{4} \leq A_r$ $A_r \geq \frac{3.14}{4} = 0.785$

Soit **4HA8 = 2.01cm²** d'espacement 25cm.

c. Vérifications à l'ELU :

- Vérification de Condition de non fragilité : (BAEL91mod99 Art A.4.2.1)

$$A_{dopter} \leq A_{min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(100 \cdot 18) \cdot 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

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

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.2, 2/BAEL 91modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u = 334.36 \text{ kN}$: effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{34.36 \cdot 10^2}{1000 \cdot 180} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc on n'a pas besoin d'armaturées transversales.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

- Influence sur le béton

$$T_{u\max} \leq 0.4b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 (100) (0.9 \times 18) \cdot 10^{-1} \frac{25}{1.5} = 1080 \text{ kN}$$

$$T_{u\max} = 34.36 \text{ kN} < 1350 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- Influence sur l'acier

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (T_{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$4HA10 \quad A = 3.14 \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^2} (34.36 + \frac{6.24}{0.9(0.18)}) \cdot 10^3 = 2.09 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

$$\tau_{sec} = \frac{T_{u\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

$$\bar{\tau}_{sec} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi = 1.5$ pour HA.

$$\tau_{sec} = \frac{34.36 \cdot 10^3}{0.9(180)4(3.14)10} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sec} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

Condition vérifiée.

- Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.0 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.1 \times 1.5^2 \times 0.6 = 2.835 \text{ MPa}$.

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91modifiées 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 pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm} ; L_a = 15 \text{ cm}.$$

d. Espacement des barres :

- Armatures principales :

Aux appuis : $e = 24\text{cm}$

En travées : $e = 24\text{cm}$

- Armatures de répartition :

Aux appuis : $e = 24\text{cm}$

En travées : $e = 24\text{cm}$

$$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

$$e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Condition vérifiée.

E. Calcul à l'ELS:

a. Calcul des efforts internes

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

On aura :

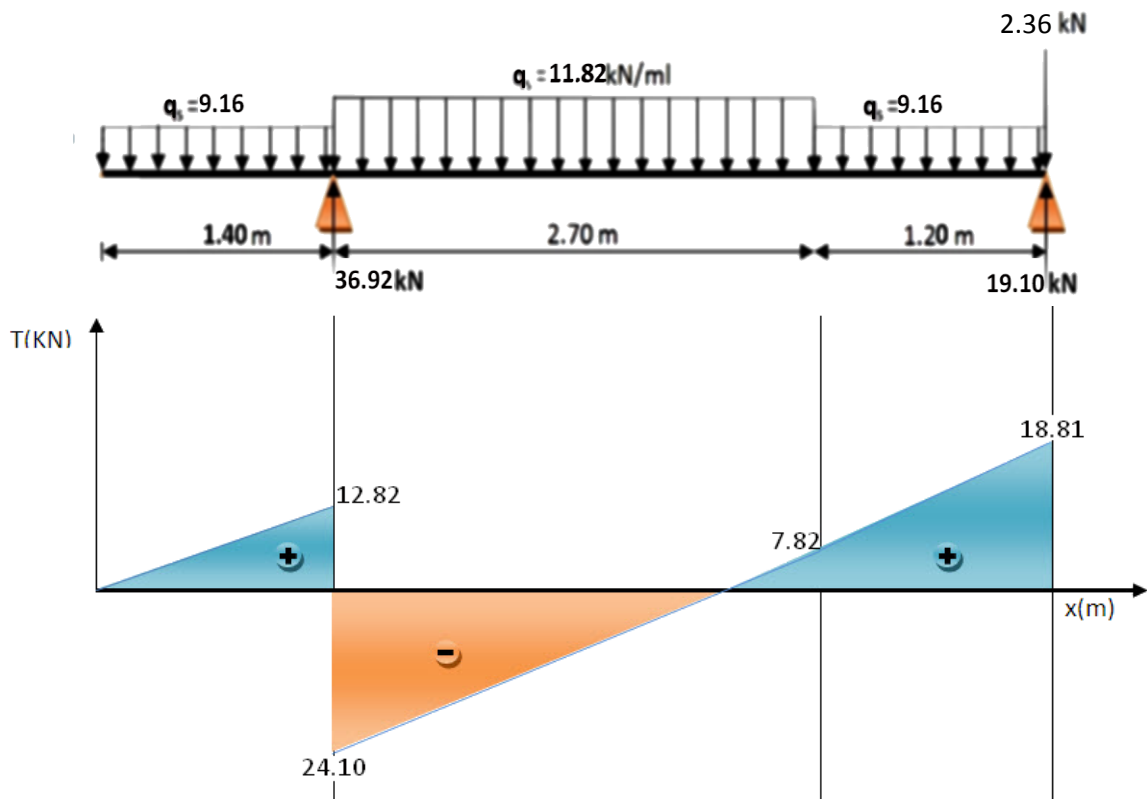


FIGURE.III.19. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

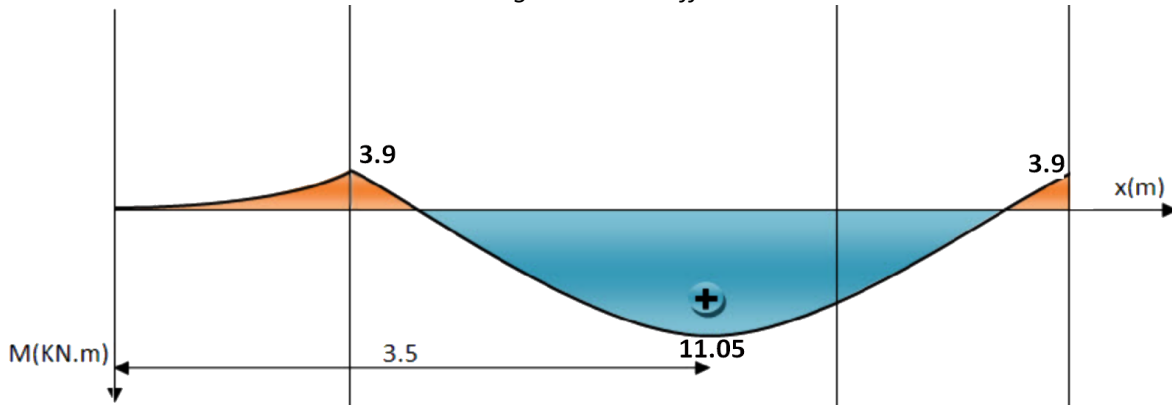


FIGURE.III.20. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b. Vérifications à l'ELS :

• **Etat limite de résistance de béton à la compression :** (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifiées 99).

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Aux appuis :** $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ $M_a = 3.9 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100(3.14)}{100(18)} = 0.174 \quad (=) \quad k_1 = 58.53 \text{ et } \beta = 0.932$$

$$\text{Tel que : } K = 1 - \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) \quad ; \quad K = 1/K_1$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{3.9 \cdot 10^3}{3.14 (0.932) 18} = 74.03 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 1.26 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $A_s = 3.14$ $M_{st} = 11.05 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100(3.14)}{100(18)} = 0.173 \quad (=) \quad k_1 = 58.53 \text{ et } \beta = 0.932$$

$$\text{Tel que : } K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) \quad ; \quad K = 1/K_1$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{11.05 \cdot 10^3}{3.14 (0.932) 18} = 209.77 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 3.58 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche dans la pailasse**

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,3 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 11.05 KN.m) ;

M₀: moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{530} = 0.037 \leq 0.049$$

Condition pas vérifiée.

****Donc, on doit calculer la flèche.**

• **Etat limite de déformation :** (flèche) (Art. B.6.5.3 ; BAEL 91)

$$f = \frac{5ql^4}{348 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{100} + 0.5 \text{ cm} \quad (\text{Car } L > 5 \text{ m})$$

Avec :

E_v : module de déformation différé.

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

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B₀ : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe (x-x) passant par le centre de Gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$\text{Avec : } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \times 3.14 (18) = 17047.8 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 100 \times 18 + 15(3.14) = 1847.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 9.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.23 = 8.77 \text{ cm}$$

$$V_A = V_2 - 2.0 = 6.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t V_A^2 = 50854.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.001744 = 0.174 \% \rightarrow \beta = 0.932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_t \beta d} = \frac{11.05 \times 10^3}{0.932(18)3.14} = 2409.77 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho \%} \text{ avec } b = b_0$$

$$\lambda_v = \frac{0.02(2.1)}{(2+3)0.174} = 0.0482$$

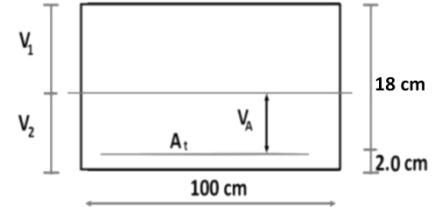
$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) = 0.985$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 53402.20 \text{ cm}^4$$

$$\bar{f} = \frac{530}{1000} + 0.5 = 1.03$$

$$f = \frac{5q_s^{max} I^4}{348 E_v I_{fv}} = \frac{5[11.05((530)^4)]}{348 (10818.86) 53402.20 \times 10^2} = 0.22 < \bar{f} = 1.03$$

Condition vérifiée.



F. Poutre palière :

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

a. Pré dimensionnement :

- **Hauteur :** La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{230}{15} = 15.33 \leq h_t \leq \frac{230}{10} = 23$$

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.
 h_t : Hauteur de la poutre.

Selon le RPA99 modifié 2003 : $h_t \geq 30 \text{ cm}$
 on opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

- **Largeur :** La largeur de la poutre palière est donnée par : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$
 D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$.

Selon le RPA99 modifié 2003 : $b \geq 20 \text{ cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

on opte pour un $b = 20 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

b. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5 \text{ kN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 34.36 \text{ kN/ml}$

ELS $T_s = 24.10 \text{ kN/ml}$

• Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 1.5) + 34.36 = 36.38 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + T = 1.5 + 24.10 = 25.6 \text{ kN/ml}$

c. Calcul à L'ELU :

• Calcul des efforts internes

- Moment isostatique : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.385 \cdot 2.3^2}{8} = 24.06 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.385 \cdot 2.3}{2} = 41.84 \text{ kN}$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u = -0.3 \times 24.06 = -7.22 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u = 0.85 \times 24.06 = 20.45 \text{ kN.m}$

• Diagramme des sollicitations :

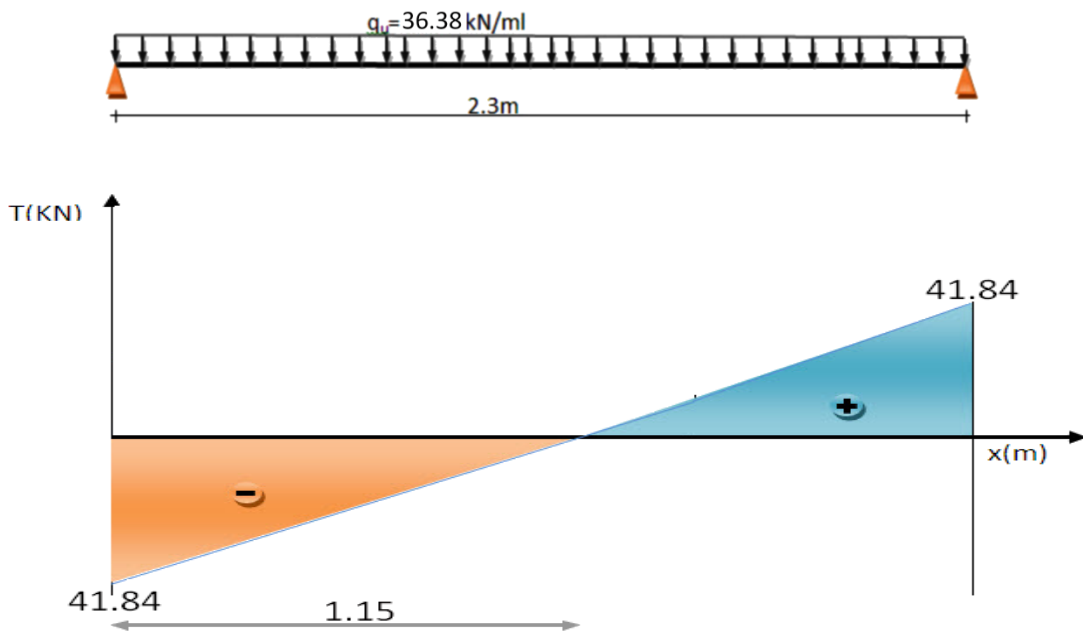


FIGURE.III.21. Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

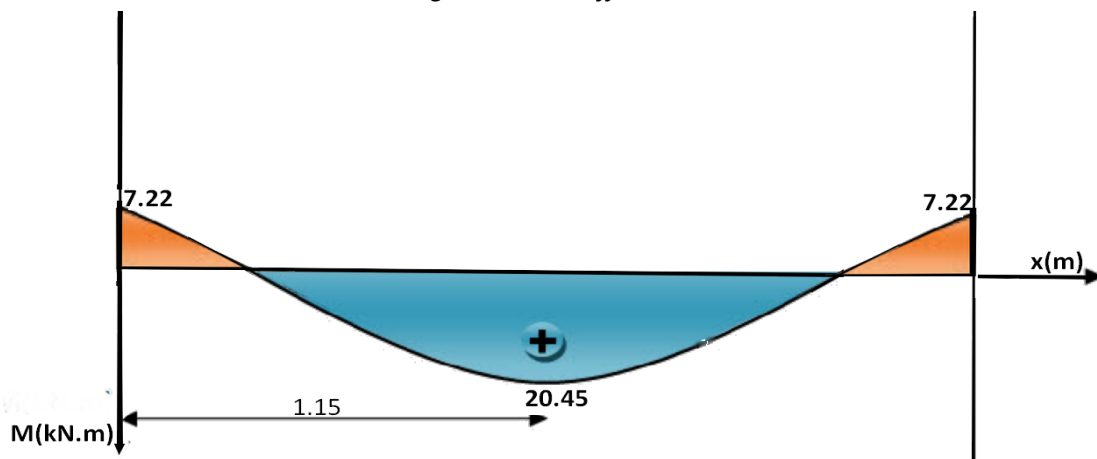


FIGURE.III.22. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

d. Ferrailage à L'ELU :

- En appui: $M_{app} = 7.22 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.22 \cdot 10^3}{20 (28)^2 \cdot 14.2} = 0.032 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$) et $\beta = 0,984$

$$A_i = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.22 \cdot 10^3}{0.984 (28)^3 14.2} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10= 2.35cm²

- En travée: $M_{tr} = 20.45 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.45 \cdot 10^3}{20 (28)^2 \cdot 14.2} = 0.092 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup}=0$) et $\beta = 0,952$

$$A_i = \frac{M_{APP}}{bd f_{bu}} = \frac{20.45 \cdot 10^3}{0.952 (28)^3 14.2} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 = 2.35cm²

Le (Art 7.5.2.1 du RPA99/version2003) exige que :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$2.35+2.35 = 4.70 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot hb}{100} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$2.35+2.35 = 4.70 \text{ cm}^2 < \frac{4 \cdot hb}{100} = 24 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

c. Vérifications à L'ELU :

- Vérification de Condition de non fragilité : (BAEL91 mod 99 Art A.4.2.1)

$$A_{adopter} \leq A_{min} = \frac{0.23 \cdot bd \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 (20 \cdot 28) \cdot 2.1}{400} = 0.724 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

- Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.2, 2/BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u = 41.84 \text{ kN}$: effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41.84 \cdot 10^1}{20 \cdot 28} = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL 91 modifiées 99)

- Influence sur le béton

$$T_u \leq 0.4b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 (20) (0.9 \times 28) \frac{25}{1.5} = 201.6 \text{ kN}$$

$$T_u = 41.84 \text{ kN} < 201.6 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- Influence sur l'acier

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (T_{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$3\text{HA}10 \quad A=2.35 \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^2} (41.84 + \frac{7.22}{0.9(0.28)}) \cdot 10^3 = 2.02 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

$$\tau_{sec} = \frac{T_u \max}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

$$\bar{\tau}_{sec} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi = 1.5$ pour HA.

$$\tau_{sec} = \frac{41.84 \cdot 10}{0.9(28)3(3.14)1} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sec} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres

• Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{\phi \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \phi$ et pour FeE 400. $L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Avec : $\tau_s = \psi^2 f_{t28} = 2.1 \times 1.5^2 \times 0.6 = 2.835 \text{ MPa}$.

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_c = 0.4 L_s = 19.2 \text{ cm on prend } L_c = 20$$

d. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min(\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(10; 8.5; 20) = 8.5 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

donc nous adoptons : **4HA8 = 2,01 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

e. Calcul des espacements des barres transversales : (Art. A.5.1,232 / BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})} \quad \text{telle que} \quad \tau_u \leq 0.14 f_{cj}^{1/2}$$

Le béton parvient à lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

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

$$S_{tmax} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{tmax} \leq \min (0.9 \cdot 27.5 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{tmax} = 24.75 \text{ cm}$$

Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :

En zone nodale : $A_t \geq 0.003 S b$

$$S \leq \frac{A_t}{0.003 b} = \frac{2.01}{0.003 \cdot 20} = 33.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (\frac{h}{4}; 12\phi) = \min (7.5 \text{ cm}; 9.6 \text{ cm}) \quad S_t = 7.5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

G. Calcul à l'ELS :

a. CALCUL des efforts internes

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS ;

On aura : $q_s = 25,6 \text{ kN / ml}$

▪ **Moment isostatique :** $M_s = M_{smax} = \frac{q l^2}{8} = \frac{26.60 (2.3)^2}{8} = 17.60 \text{ kN.m}$

▪ **Effort tranchant :** $T_s = T_{smax} = \frac{q l}{2} = \frac{28.62 (2.3)}{2} = 30.60 \text{ kN}$

En tenant compte de l'effet des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

▪ Sur appuis : $M_{sa} = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 17.60 = - 5,28 \text{ kN.m}$

▪ En travée : $M_{st} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 17.60 = 14.96 \text{ kN.m}$

- Diagramme des sollicitations :

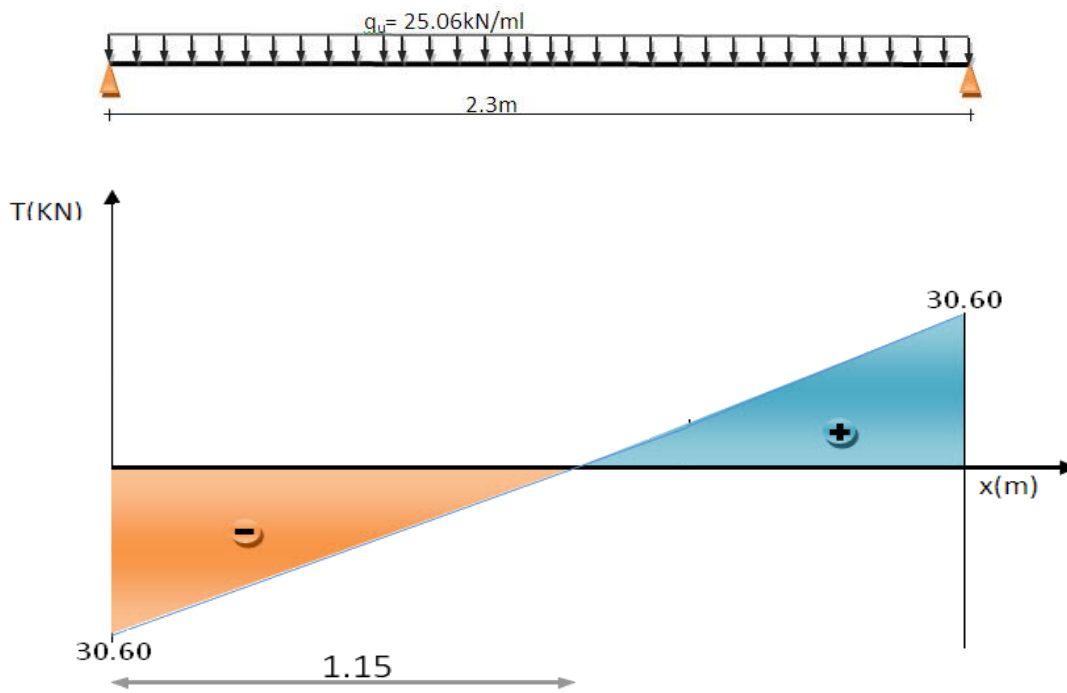


FIGURE.III.23. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

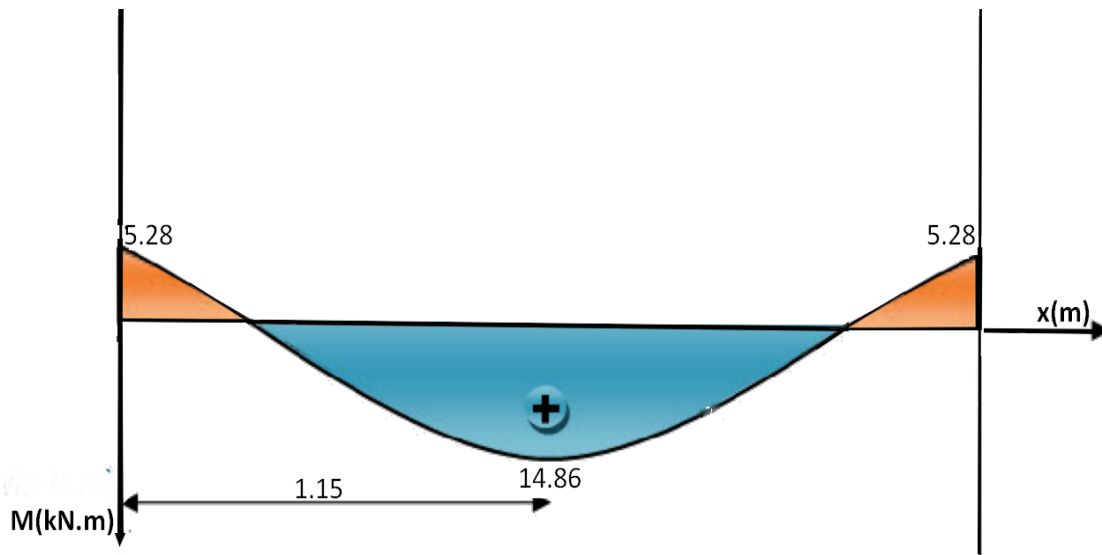


FIGURE.III.24. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b. Vérification à L'ELS

• **Vérification de la flèche**

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91modifiées 99)

$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$	$\frac{30}{230} = 0.1304 > \frac{1}{16} = 0.0625$ $\frac{30}{230} = 0.1304 > \frac{16.08}{10 \cdot 18.92} = 0.085$ $\frac{2.54}{20 \cdot 28} = 0.0046 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$	<p>Condition vérifiée.</p> <p>Condition vérifiée.</p> <p>Condition vérifiée.</p>
---	---	---	---

• **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.

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

Aux appuis : $A_a = 2.54 \text{ cm}^2$, $M_a = - 5.28 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \cdot 2.35}{20 \cdot 28} = 0.45 \rightarrow \beta = 0.898 \rightarrow K_1 = 34.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{5.28 \cdot 10^3}{0.900 (28) 2.35} = 89.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = k \sigma_s$

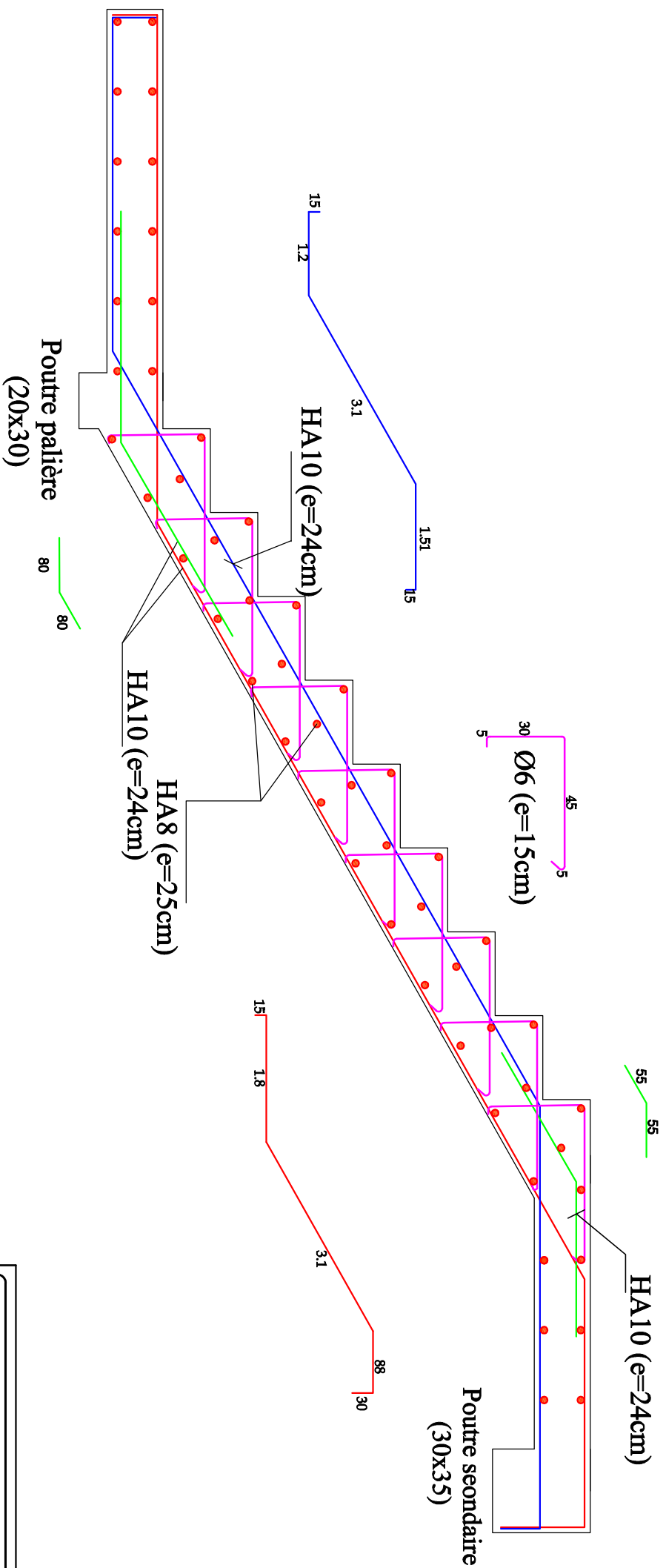
$$\sigma_{bc} = 0.029(89.35) = 2.62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

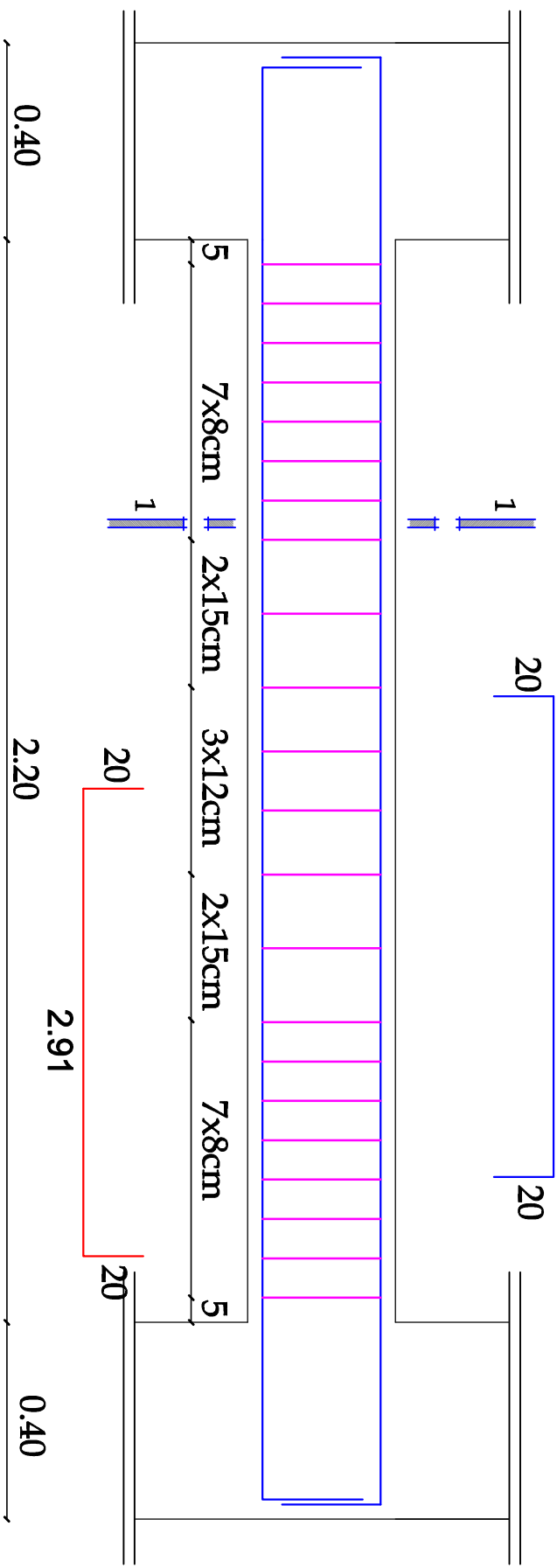
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferraillage : Voir CHAPITRE VI : ferraillages des poutres

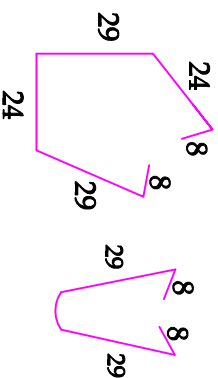
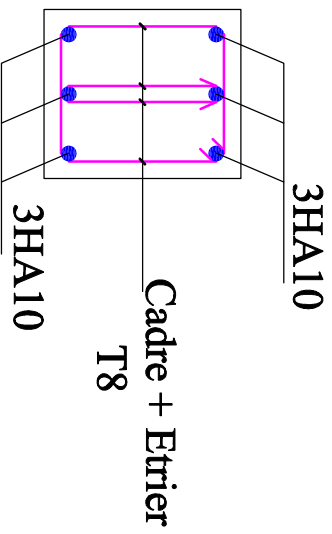


REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR M. HAMDAD N-dine M. DJEROU Mediene	TITRE: Ferrillage Descentes
DIRIGE PAR M. GUEBAL, Moud Oualid	
PROMOTION 2011-2012	PLANCHE N°
	ECHELLE

2.94



Coupe 1-1



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

ETUDE PAR:

Mr HAMDAD N-dine

Mr DJERDI Meziane

DIRIGE PAR:

Mr GUEBAL Med Ouati

PROMOTION 2011-2012

TITRE:

Ferrailages de la poutre palétte

PLANCHE N°

ECHELLE

I. Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de 24.01° et repose de part et d'autre sur des poutres en béton armé.

Dans l'étude de cette charpente, nous intéressons a déterminé les efforts revenant aux différentes éléments.

A. Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Poids des tuiles et des liteaux	0.49 KN/m ²
Poids des pannes et des cheverons	0.11 KN/m ²

- Charges d'exploitation :

1.00 KN/m²

• Combinaisons des charges :

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1,35 \times 0,6) + (1,5 \times 1)$	$q_u = 2.31 \text{ KN/m}^2$
E.L.S : $q_s = G + Q = 0.6 + 1$	$q_s = 1.60 \text{ KN/m}^2$

a. Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous (1.35G + 1.5 Q) :

• Efforts revenant à la panne q_p :

Espacement des pannes : $0.80 \leq e_p \leq 1.80 \text{ m}$ On prend $e_p = 1.00 \text{ m}$.
 La portée des pannes est de 3,60 m
 $q_p = q_u \times e_p = 2.31 \times 1.00 \Rightarrow q_p = 2.31 \text{ KN/ml}$.

• Efforts revenant au chevron q_c :

Espacement des chevrons : $0,2 \text{ m} \leq e \leq 0,6 \text{ m}$ On prend $e_c = 0,50 \text{ m}$
 La portée des chevrons est de 1.00m
 $q_c = q_u \times e_c = 2.31 \times 0.50 \quad q_c = 1.155 \text{ KN/ml}$.

B. Dimensionnement des différents éléments :

a. Dimensionnement de la panne :

La panne est considère comme poutre simplement appuie sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :

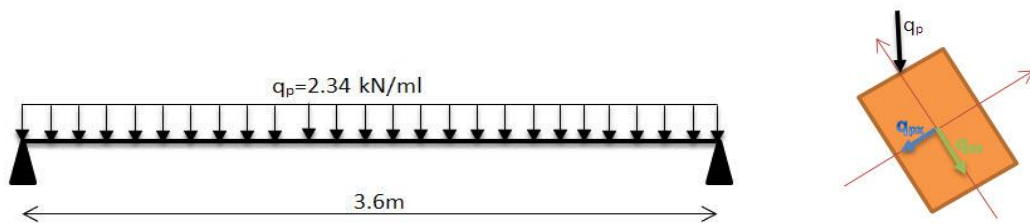


Figure.III.25. schéma statique de la panne.

• Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :
$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \cdot v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \cdot v \leq \overline{\sigma_f}$$

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et après les règles CB71,

La contrainte admissible forfaitaire $\overline{\sigma_f}$ dans ce bois travail en flexion déviées est de $\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

Suivant xx : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{px} \cdot L_p^2$

Suivant yy : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{py} \cdot L_p^2$

Détermination des deux composantes de q_p suivant xx et yy :

Suivant xx : $q_{px} = q_p \sin\alpha = 2,31 \sin 24.01^\circ = 0,94 \text{ KN/ml}$

Suivant yy : $q_{py} = q_p \cos\alpha = 2,31 \cos 24.01^\circ = 2,11 \text{ KN/ml}$

$$M_{fx} = 1/8 \times 0.94 \times 3.60^2 = 1.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{fy} = 1/8 \times 2.11 \times 3.60^2 = 3.42 \text{ kN.m}$$

• **Choix de la section de la panne:**

Soit une section de (10.5x22.5) cm²

Calcul des modules de résistance :

$$W_x = I_{xx} / v = (bh^3/12) \times (2/h) = bh^2/6 = 10.5 \times 22.5^2 / 6 = 885.94 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_{yy} / v = (hb^3/12) \times (2/b) = hb^2/6 = 22.5 \times 10.5^2 / 6 = 413.44 \text{ cm}^3$$

On aura : $\sigma_f = (1,52 \cdot 10^4 / 885.94) + (3,42 \cdot 10^4 / 413.44) = 100.07 \text{ daN/cm}^2$

D'où $\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche sous G+Q :** (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible de la panne est : $f = l_p / 300 = 360 / 300 = 1.20 \text{ cm}$

Quant à la flèche, elle est donnée par la formule : $f = \frac{5 \sigma_f l_p^2}{48 E_f 0.5 h}$

E_f : module de déformation de la flèche. $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$

$$E_f = 11000 \sqrt{124} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de σ_f : $\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2}$

$$M_{fx} = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{fx} = 1.05 \cdot 10^4 / 885.94 = 11.85 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = 2.36 \cdot 10^4 / 413.44 = 57.22 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(11.85)^2 + (57.22)^2} = 58.43 \text{ daN/cm}^2$$

D'où $f = \frac{5 \cdot 58.43 \cdot 360^2}{48 \cdot 131080.13 \cdot (0.5 \cdot 22.5)} = 0.53 \text{ cm}$

$$f < \bar{f} = 1.$$

La flèche est vérifiée.

La section de la panne choisie est admise

On adopte alors des pannes de (10.5cm ,22.5cm).

b. Dimensionnement de chevron:

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

• **Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_f \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_f$

Avec $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/m}^2$

• **Détermination des moments fléchissant :**

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité de ceux-ci,

Les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont :

Avec la méthode forfaitaire

Aux appuis $M_{fa} = 0.80 M_0$

En travées $M_{ft} = 0.66 M_0$

Avec $M_0 = 1/8 q_c \cdot L_c^2 = 1/8 \times 1.155 \times (1.00)^2 = 0.144 \text{ KN.m}$

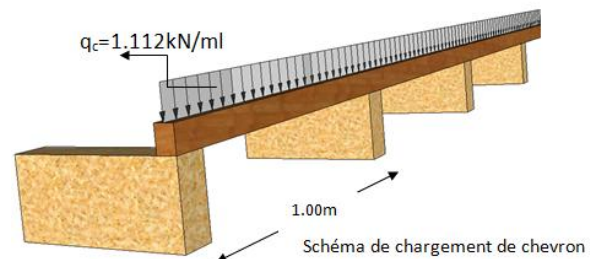
$$M_{fa} = 0.80 \times 0.144 = 0.115 \text{ KN.m}$$

$$M_{ft} = 0.66 \times 0.144 = 0.095 \text{ KN.m}$$

• **Choix de la section de chevron:**

Soit une section de (5.5x7.5) cm²

Module de résistance $W = I_y / v = bh^2/6 = (5.50 \times 7.50^2) / 6 = 51.56 \text{ cm}^3$



Calcul des contraintes σ_f :

Aux appuis : $\sigma_{fa} = 0.115 \times 10^4 / 51.56 = 22.30 \text{ daN/m}^2$

En travées : $\sigma_{ft} = 0.095 \times 10^4 / 51.56 = 18.42 \text{ daN/m}^2$

$\sigma_{fa} < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{ft} < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

condition vérifiée.

condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche :** $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture

(Chevrons, liteaux) à pour valeur : $\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$

Quant à la flèche, elle est donnée par la formule : $f = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f 0.5 h}$

Remarque: **ELS** Contrainte travée= 12.80 MPa.

Contrainte appui= 15.51 MPa.

$f_a = \frac{5(22.3)10^2}{48(131080.13)(0.5 \times 7.5)} = 0.047 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

$f_t = \frac{5(18.42)10^2}{48(131080.13)(0.5 \times 7.5)} = 0.039 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

Donc la section du chevron choisie est admise.

On maintient la section choisie, soit (5.5, 7.5) cm².

c. **Dimensionnement de liteau :**

Le dimensionnement et l'étude de liteau se fait de la même manière que la panne.

Combinaisons des charges :

E.L.U $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.49) + (1.5 \times 1)$

$q_u = 2.16 \text{ KN/m}^2$

E.L.S $q_s = G + Q = 0.49 + 1$

$q_s = 1.49 \text{ KN/m}^2$

Espacement des liteaux $e_L = 0.30 \text{ m}$

La portée des chevrons est de 0.50m

$q_L = 2.16 \times 0.3 = 0.648 \text{ kN/ml.}$

• **Vérification des contraintes :**

Suivant xx' : $q_{Lx} = q_L \cdot \sin \alpha = 0.648 \sin 24.01^\circ = 0.26 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' : $q_{Ly} = q_L \cdot \cos \alpha = 0.648 \cos 24.01^\circ = 0.59 \text{ KN/ml}$

$M_{fx} = 1/8 q_{Lx} \cdot L_L^2 = 1/8 \times 0.26 \times 0.50^2 = 0.00812 \text{ KN.m}$

$M_{fy} = 1/8 q_{Ly} \cdot L_L^2 = 1/8 \times 0.59 \times 0.50^2 = 0.01840 \text{ KN.m}$

• **Choix de la section de liteau :**

Soit une section de (3x3) cm²

Calcul des modules des résistances :

$W_x = I_{xx} / v = (bh^3/12) \times (2/h) = bh^2/6 = 3 \times 3^2/6 = 4.50 \text{ cm}^3$

$W_y = I_{yy} / v = (hb^3/12) \times (2/b) = hb^2/6 = 3 \times 3^2/6 = 4.50 \text{ cm}^3$

On aura : $\sigma_f = (0.00812 \times 10^4 / 4.5) + (0.01840 \times 10^4 / 4.5) = 58.93 \text{ daN/cm}^2$

D'où $\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche :** $f \leq \bar{f}$

Quant à la flèche $f = \frac{5 \sigma_f L_L^2}{48 E_f 0.5 h} = \frac{5 \times 58.93 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times (0.5 \times 3)} = 0.078 \text{ cm}$

Calcul de σ_f : $\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2}$

$M_{fx} = 0.18 \text{ KN.m}$

$M_{fy} = 0.43 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{fx} = 0.18 \cdot 10^4 / 4.5 = 400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = 0.43 \cdot 10^4 / 4.5 = 955.55 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(11.85)^2 + (57.22)^2} = 58.43 \text{ daN/cm}^2$$

$$f < \bar{f} = 0.25 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée.

Donc la section du liteau choisie est admise.

C. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles. Les assemblages cloués sont utilisés 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. (Art 4.62-123CB71)

Pour le bois tendu : $e \leq 30\text{mm}$ $d \leq e/7$ et $e > 30\text{mm}$ $d \leq e/9$

Pour le bois dur et sec : $e \leq 30\text{mm}$ $d \leq e/9$ et $e > 30\text{mm}$ $d \leq e/11$

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d: diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois. Comme Il ne faut pas galvanisé aussi.

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 :

$d = 3/9 = 0,33 \text{ cm}$.

Sachant que e : épaisseur des liteaux (3cm).

Remarque : L'évacuation des eux pluviaux sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

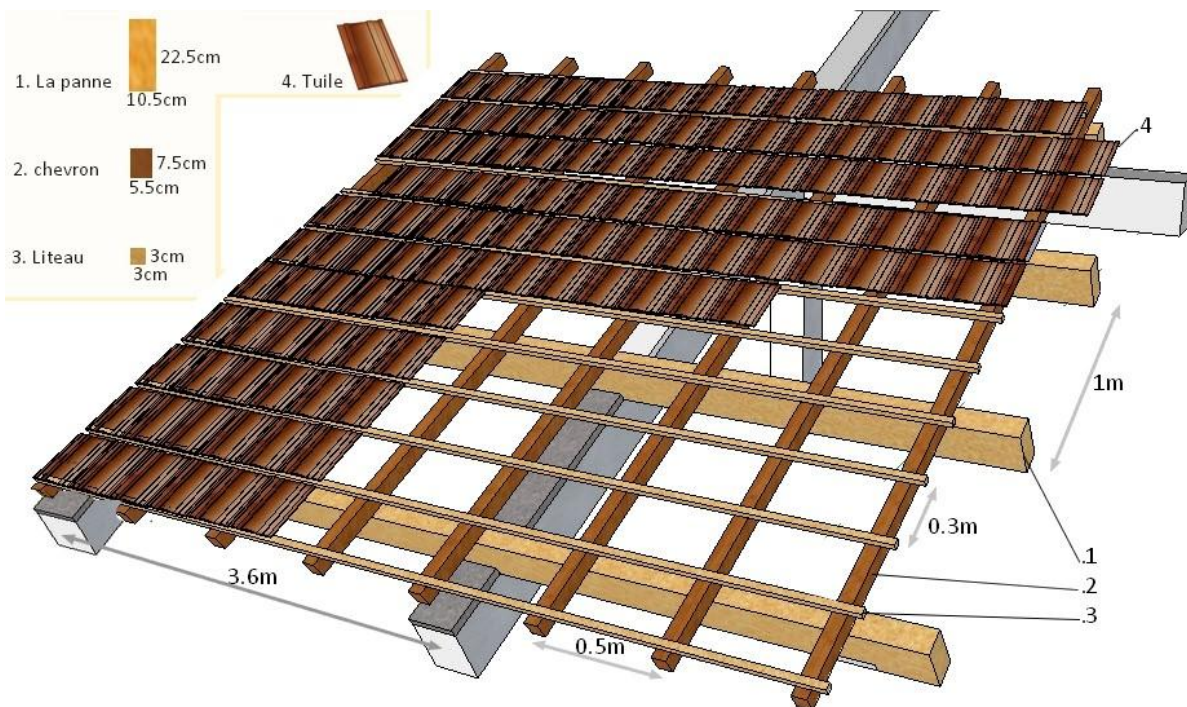


Figure.III.26. la charpente et ces elements.

I. Calcul des balcons et du porte a faux :

A. Balcons :

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher.

Le balcon travail comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

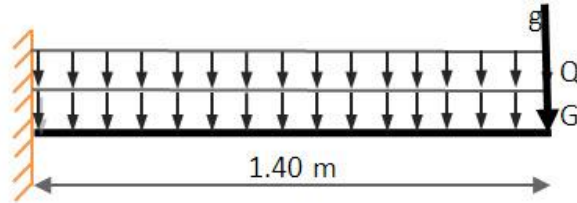


Figure.III.26. schéma statique du chargement des balcons.

G : charge permanent uniformément reparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

a. Dimensionnement du balcon :

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

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$.

b. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes
- Charges uniforme de la dalle pleine et les revêtements.

Eléments		Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Dalle pleine		25 x 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	20 x 0.02	0.40
	Mortier de pose	20 x 0.03	0.60
	Couche de sable	22 x 0.03	0.66
	Enduit de ciment	18 x 0.02	0.36
Somme (G)			5.77

TABLEAU III.16.charges de la dalle pleine et revêtements.

- Charges concentrée (Poids propre du garde-corps) :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Brique		9 x 0.10	0.9
Enduit de ciment		18 x 0.02 x 2	0.72
Somme (G)			1.62

TABLEAU III.17. charges de la Brique et Enduit de ciment

- Surcharge d'exploitation : Q = 3.5 KN/m²

c. Combinaisons de charges :

• A L'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

La dalle : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_u = (1.35 g) \times 1m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$

• A L'ELS :

La combinaison de charge est : **G + Q**

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1m = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_s = 1.62 \text{ KN/ml}$

- Calcul des moments fléchissant :

A L'ELU: $M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{13.04 (1.4)^2}{2} + 2.187 (1.4) = 15.841 \text{ kN.m}$

A L'ELS: $M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{9.27 (1.4)^2}{2} + 1.62 (1.4) = 11.352 \text{ kN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :

A L'ELU: $T_u = q_u l + g_u = 13.04(1.4) + 2.187 = 20.443 \text{ kN.m}$

A L'ELS: $T_s = q_s l + g_s = 9.27 (1.4) + 1.62 = 14.598 \text{ kN.m}$

d. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.841 \cdot 10^3}{100 (13)^2 \cdot 14.2} = 0.057 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$)

$$\mu_b = 0,057 \quad \beta = 0,971 \quad A_i = \frac{M_u}{bd f_{bu}} = \frac{15.841 \cdot 10^3}{0.952 (13)^{3.48}} = 3.66 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²**

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \text{ adoptée}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**

Avec $s_t = 25 \text{ cm}$

e. Vérifications à l'ELU :

• Vérification de Condition de non fragilité : (BAEL91mod99 Art A.4.2.1)

$$A_{dopter} \leq A_{min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(100 \times 13) \cdot 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

• Vérification de la contrainte tangentielle (cisaillement) : (Art A 5.2, 2/BAEL 91modifiées 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20.443 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

$$\tau_{sec} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{sec}$$

$\bar{\tau}_{sec} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi = 1.5$ pour HA.

$$\tau_{sec} = \frac{20.443 \cdot 10^3}{0.9(130)4(3.14)12} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_{sec} \leq \bar{\tau}_{sec}$

Condition vérifiée.

f. Vérifications à L'ELS :

- Vérification des contraintes dans béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est FEe400

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.841}{11.352} = 1.39 \rightarrow$$

$$\mu_u = 0.0528$$

$$\alpha = 0.0694$$

$$\alpha = 0.0694 < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

Condition vérifiée.

- Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.1 \times 1.5^2 \times 0.6 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Soit :

$$L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm ;}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm.}$

- Contraintes dans les armatures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

B. Calcul du porte a faux :

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (20+4), coulées sur place, reposant sur deux appuis, munis de poutres de chaînage et des murs extérieurs en double cloisons.

Nous baserons notre calcul sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses deux extrémités

a. Predimensionnement de la poutre de chaînage :

- La hauteur de la poutre :

L : étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

$$\text{Elle est donnée par : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad 26 \leq h \leq 39$$

Soit : **h=35 cm**

- La largeur de la poutre : $0.4h \leq h \leq 0.7 h \quad 14 \leq h \leq 24.5$

Soit : **b=30cm**

- Vérifications (RPA) :

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

Condition vérifiée.

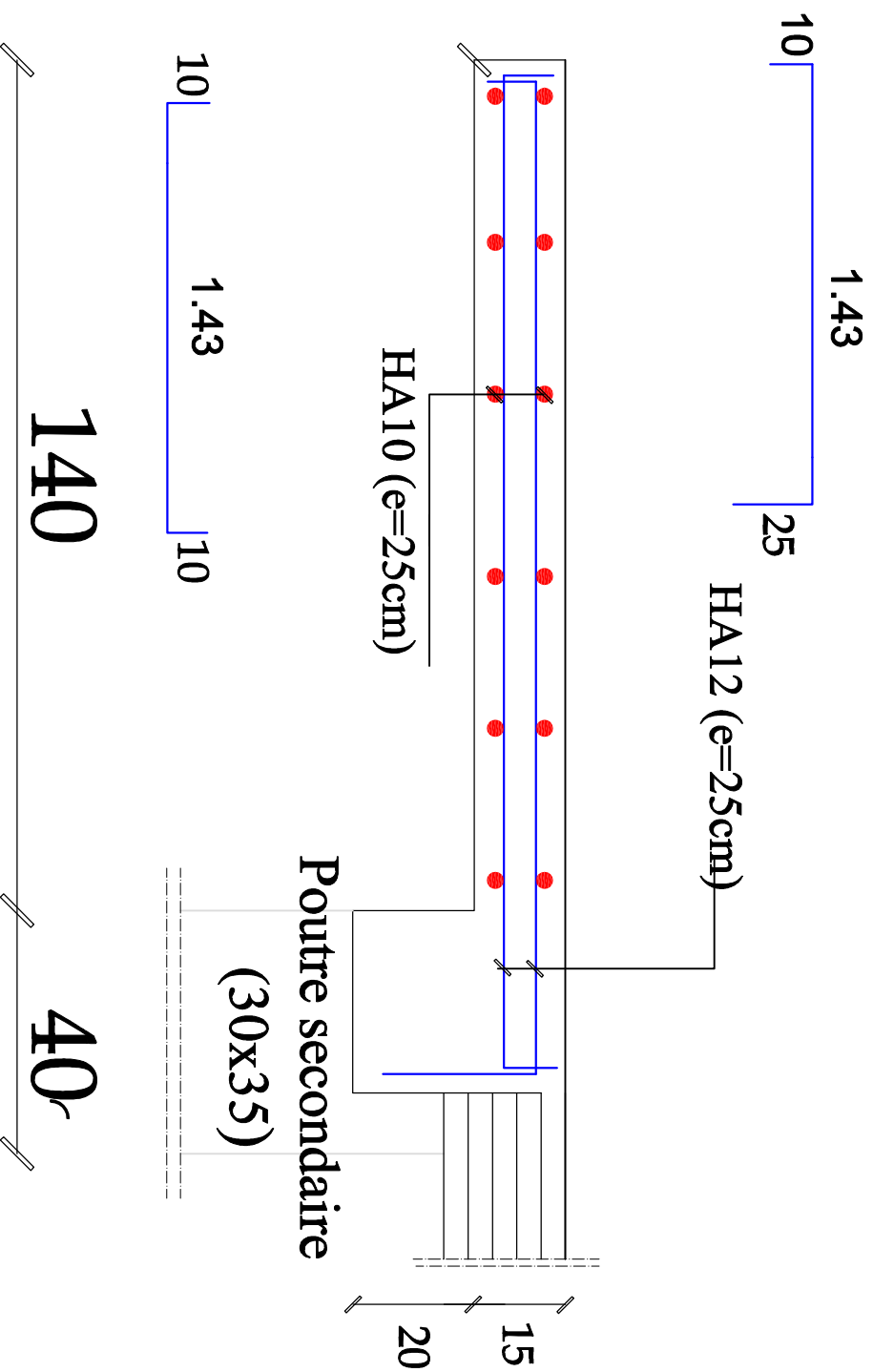
$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$h/b = 1.16 \leq 4$$

Condition vérifiée.

b. Ferrailage : Voire c'est après.



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

ETUDE PAR:

Mr HAMDAD N-dine
 Mr DJERDI Meziane

DIRIGE PAR:

Mr GUEBAL Med Ouati

TITRE:

Ferrillages des balcon

PROMOTION 2011-2012

PLANCHE N°

ECHILLE

CHAPITRE IV

ETABS®

Integrated Building Design Software

version 9

Modélisation de la Structure.

I. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, 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.

II. Principes de la MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

III. Description du logiciel "ETABS" :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Materials : matériaux

Concrete : béton

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70
 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



V. Etapes de modélisation

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

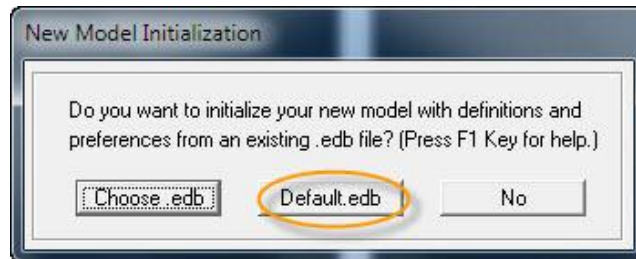
• **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



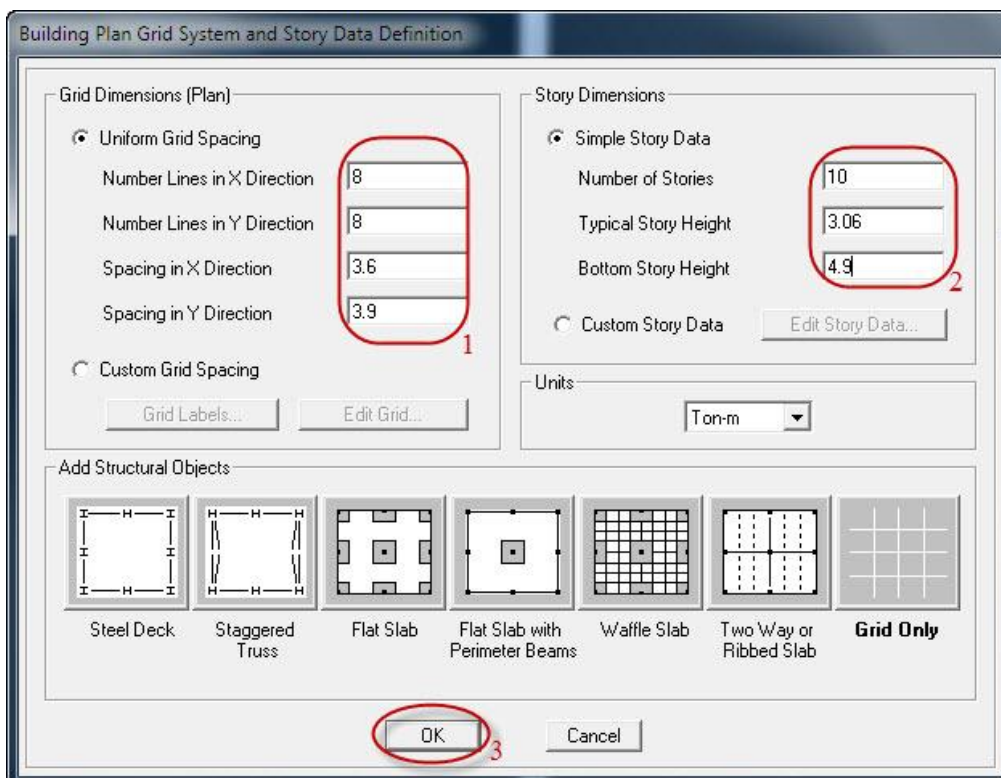
• **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



• **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	Top	
2		1.	Primary	Hide	Top	
3	A	1.2	Primary	Show	Top	
4		1.4	Primary	Hide	Top	
5		3.2	Primary	Hide	Top	
6	B	4.8	Primary	Show	Top	
7	C	8.4	Primary	Show	Top	
8	D	11.	Primary	Show	Top	
9	E	14.6	Primary	Show	Top	
10		16.2	Primary	Hide	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
2		1.2	Primary	Hide	Left	
3	1	1.4	Primary	Show	Left	
4		1.6	Primary	Hide	Left	
5		2.1	Primary	Hide	Left	
6		2.6	Primary	Hide	Left	
7		4.6	Primary	Hide	Left	
8		5.1	Primary	Hide	Left	
9	2	5.3	Primary	Show	Left	
10		5.5	Primary	Hide	Left	
11		6.7	Primary	Hide	Left	

Units: Ton-m

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	TOITURE-1	0.87	35.25	No	NONE	No	0.
12	TERASSE	1.74	34.38	No	ETAGE6	No	0.
11	ETAGE6	3.06	32.64	Yes		No	0.
10	ETAGE5	3.06	29.58	No	ETAGE6	No	0.
9	ETAGE4	3.06	26.52	No	ETAGE6	No	0.
8	ETAGE3	3.06	23.46	No	ETAGE6	No	0.
7	ETAGE2	3.06	20.4	No	ETAGE6	No	0.
6	ETAGE1	3.06	17.34	No	ETAGE6	No	0.
5	RDC	5.1	14.28	No	ETAGE6	No	0.
4	SSOL1	3.06	9.18	No	ETAGE6	No	0.
3	SSOL2	3.06	6.12	No	ETAGE6	No	0.
2	SSOL3	3.06	3.06	No	ETAGE6	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows:

Height: 0.87 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: Ton-m

OK Cancel

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

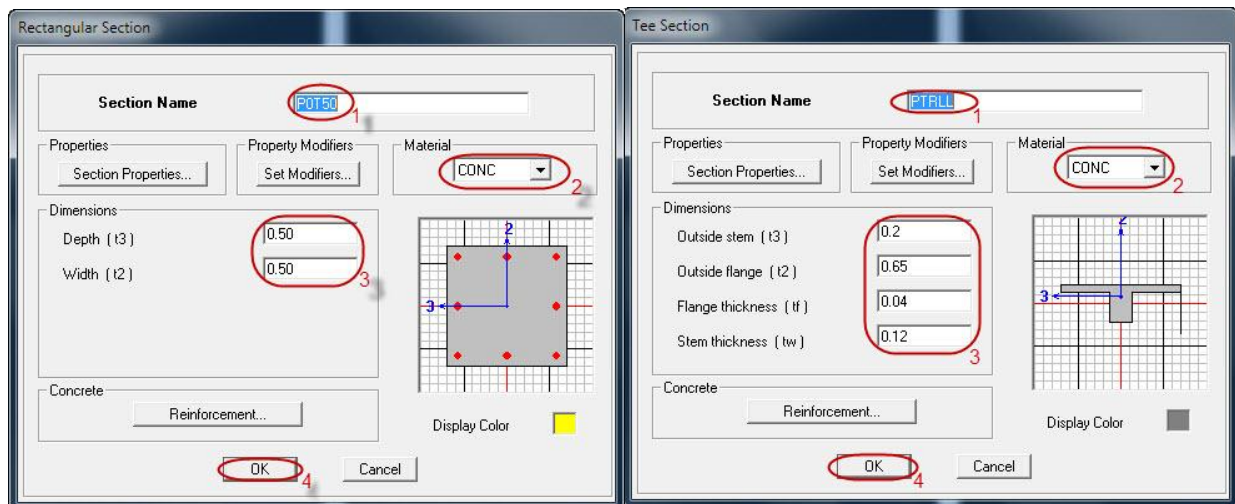
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles)




Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.


Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un clique suffira pour le tracer)

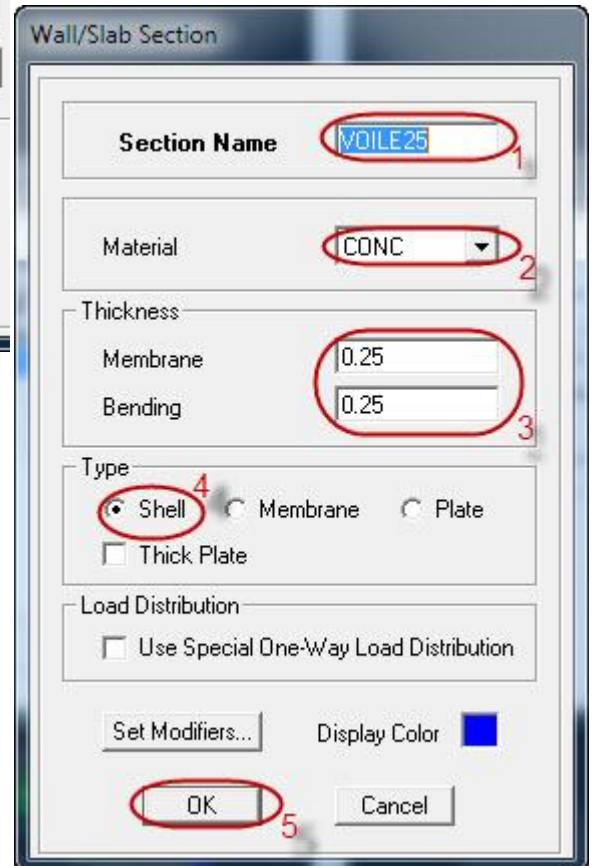
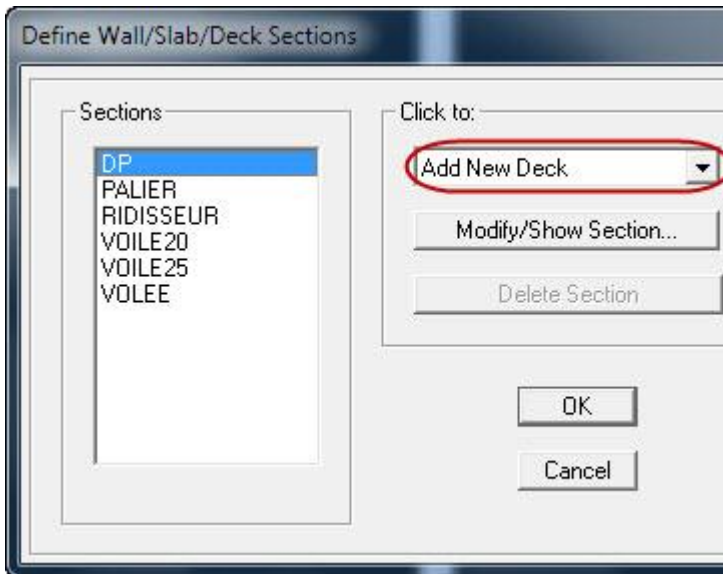
Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Voile :


On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck** section cliquer sur Add New Wall pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.



Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Pour tracer le voile librement on choisit


Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

• **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

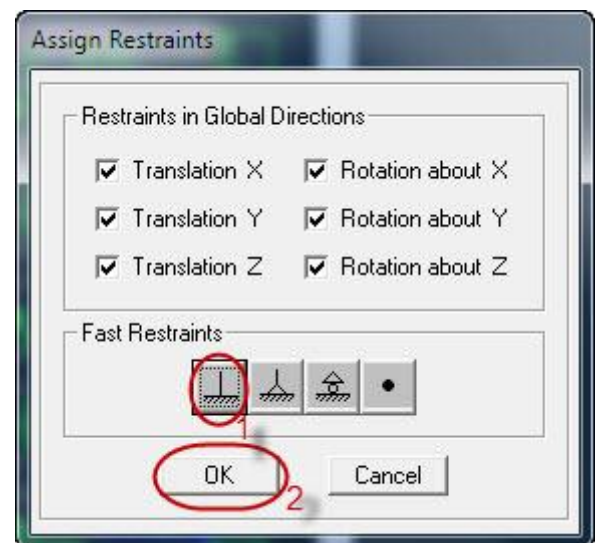
On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur .

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

Pour les autres nœuds :

- Translation dans le sens de X (décoché)
- Translation dans le sens de Y (décoché)
- Rotation autour de Z (décoché)



Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)

Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure. Pour notre cas $\beta = 0.2$

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

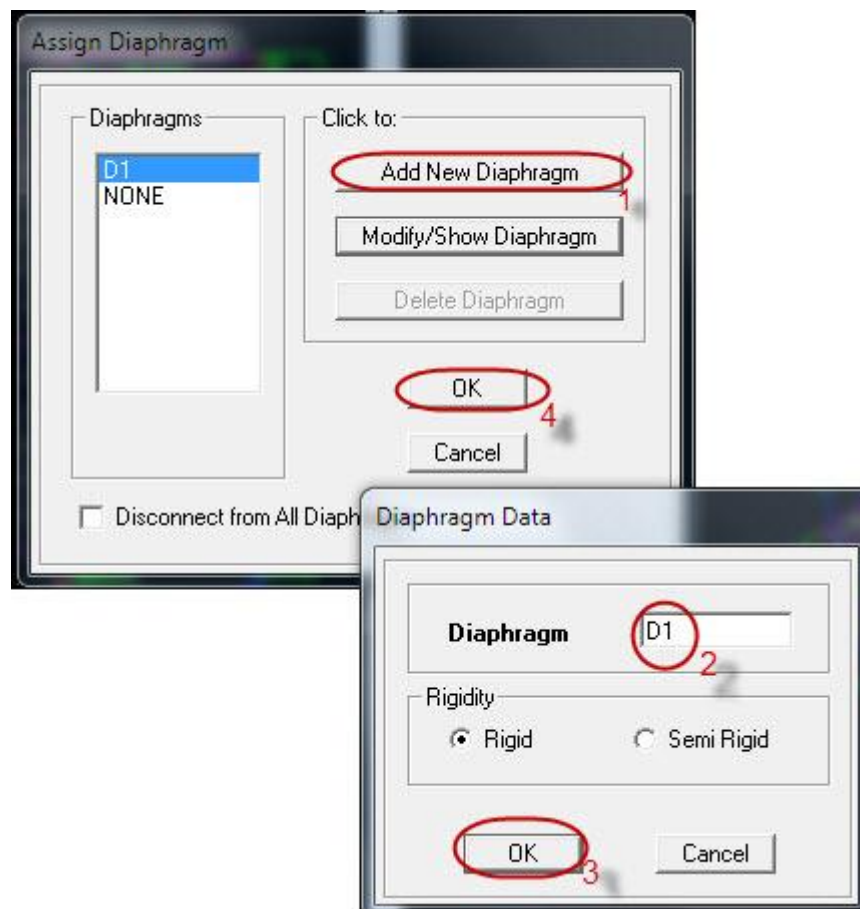
• **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu, déroulant : **Assign/point-rigid diaphragm**

On choisit Add **NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : étage 1, OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

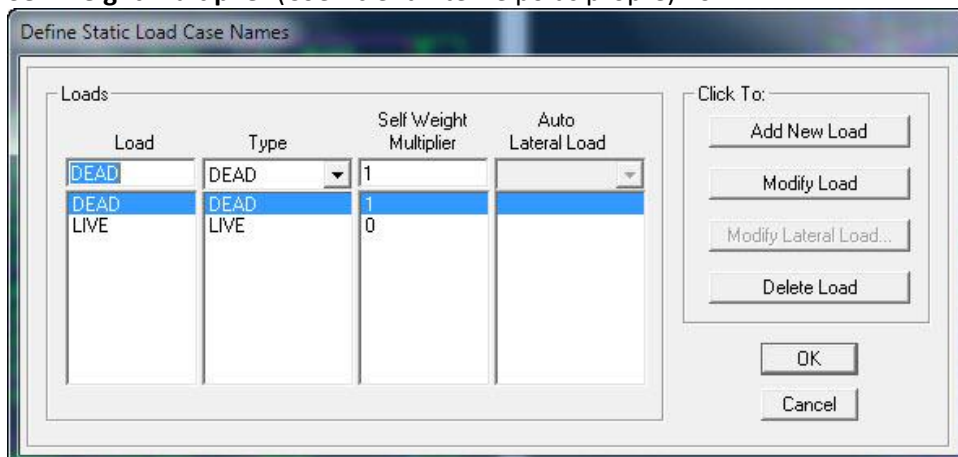
Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds (labels), Restreints : **d.d.I**, **Constraints** : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, **Hide** pour faire cacher l'élément




5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :**
pour les définir on clique sur : **Define/Load Cases.**
- **Charges permanentes :Load Name (Nom de la charge): G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1
- **Surcharges d'exploitation :Load Name (Nom de la charge): Q**
Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



• **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

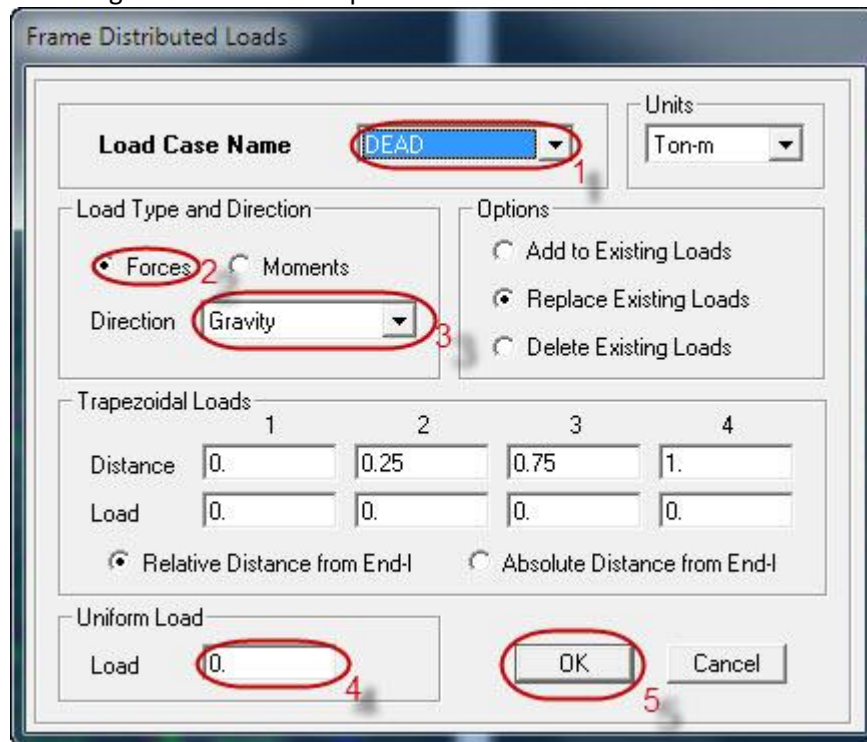
Le nom de la charge

Son type (force ou moment)

Sa direction

La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie



En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial :	G = 0.2484 ton/ml	et	Q = 0.2275 ton/ml
Plancher usage cave :	G = 0.2484 ton/ml	et	Q = 0.1625 ton/ml
Plancher usage habitation :	G = 0.2484 ton/ml	et	Q = 0.0975 ton/ml
Plancher terrasse :	G = 0.1138 ton/ml	et	Q = 0.065 ton/ml
Porte à faux :	G = 0.2484 ton/ml	et	Q = 0.2275 ton/ml
Dalle pleine balcon :	G = 0.202 ton/ml	et	Q = 0.35 ton/ml

• **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

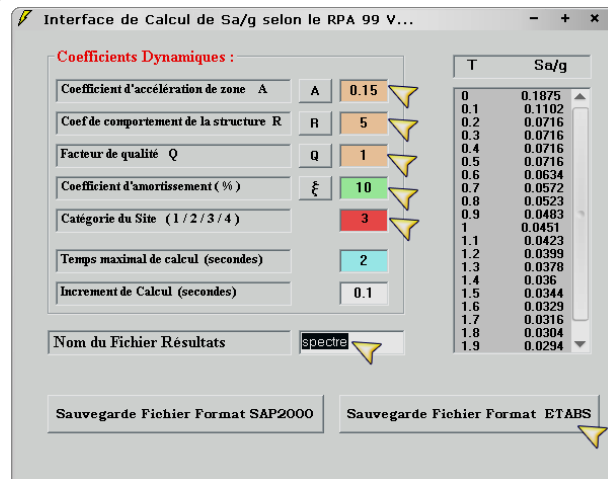
Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
 Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
 Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
 Facteur de qualité (Q):
Q=1.00

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône. ⚡
 Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

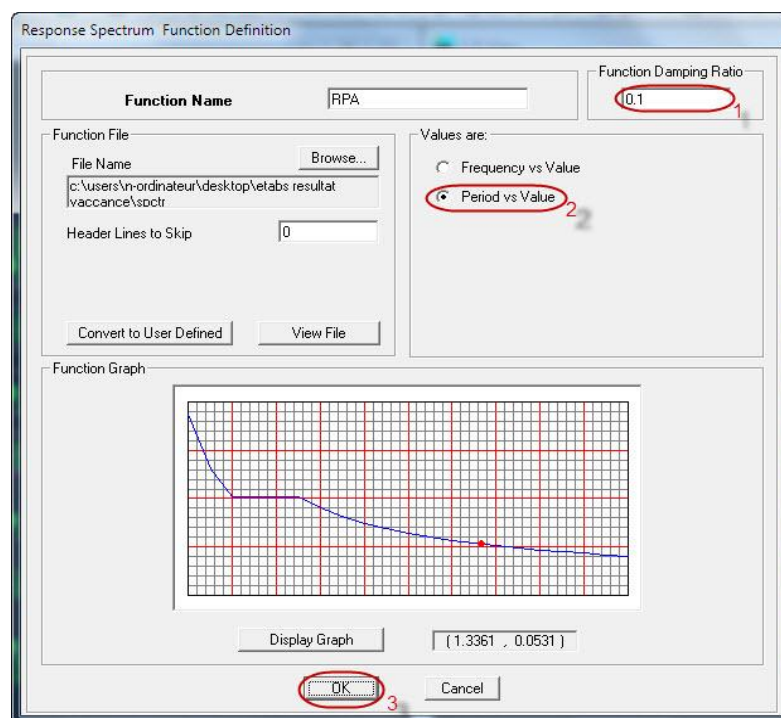


Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
 Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

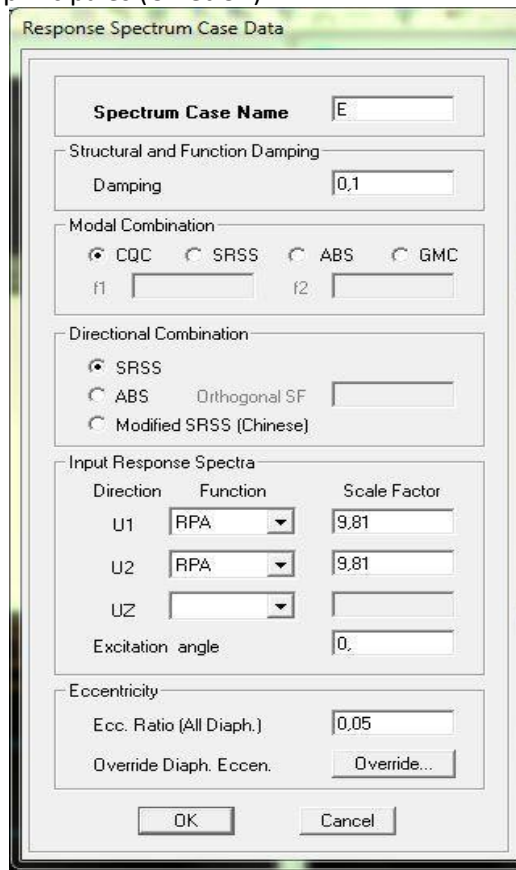
Function Name (nom du spectre): **RPA.**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

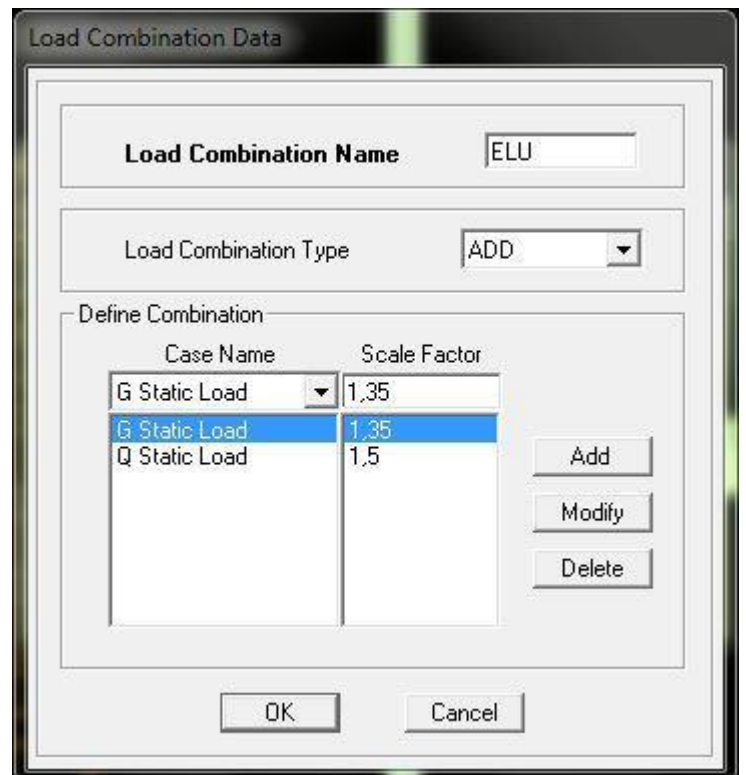
Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations** Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q



Combinaisons accidentelles du RPA :

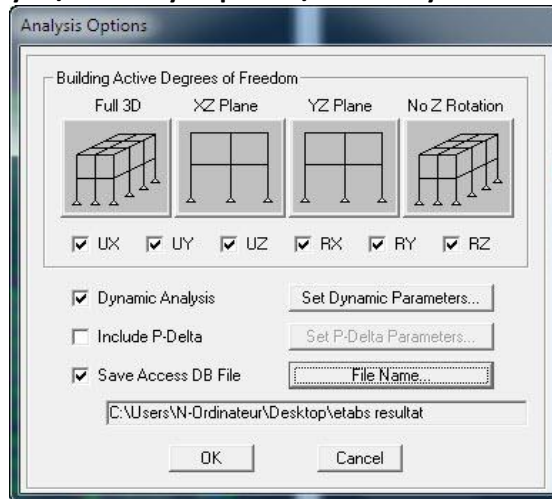
GQE : G+Q±E
 08GE :0.8G±E

7. Septième étape :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

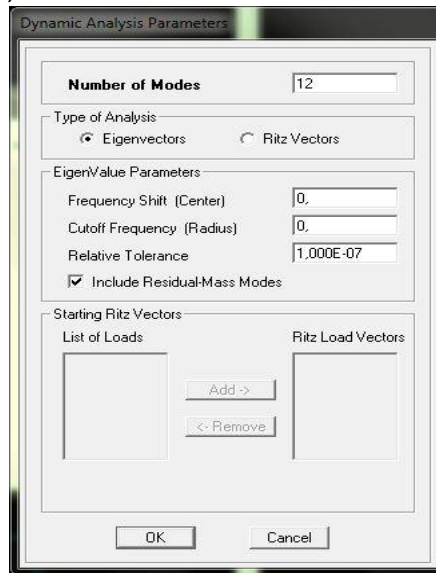
Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit Number of Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de Analysis option



8. Huitième étape :

Exécution :

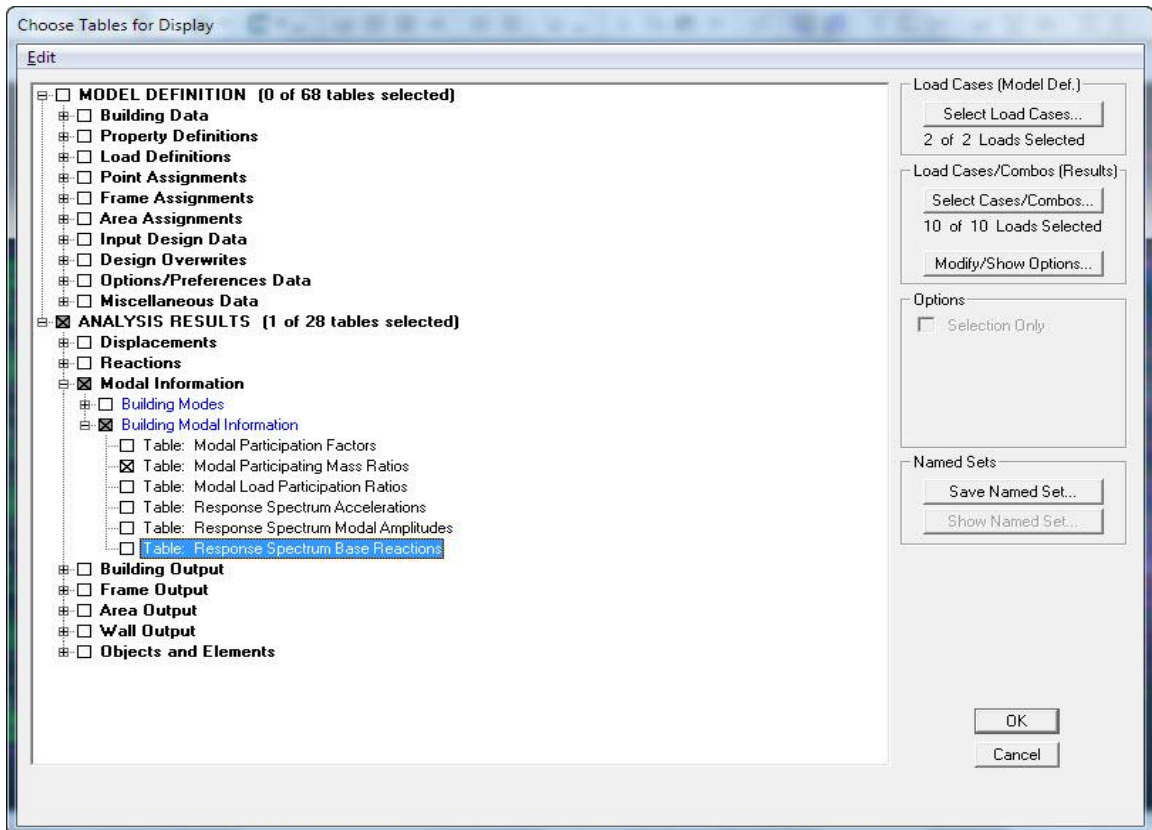
Analyze /Run (f5) ou on clique sur ▶

L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as

VI. Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».

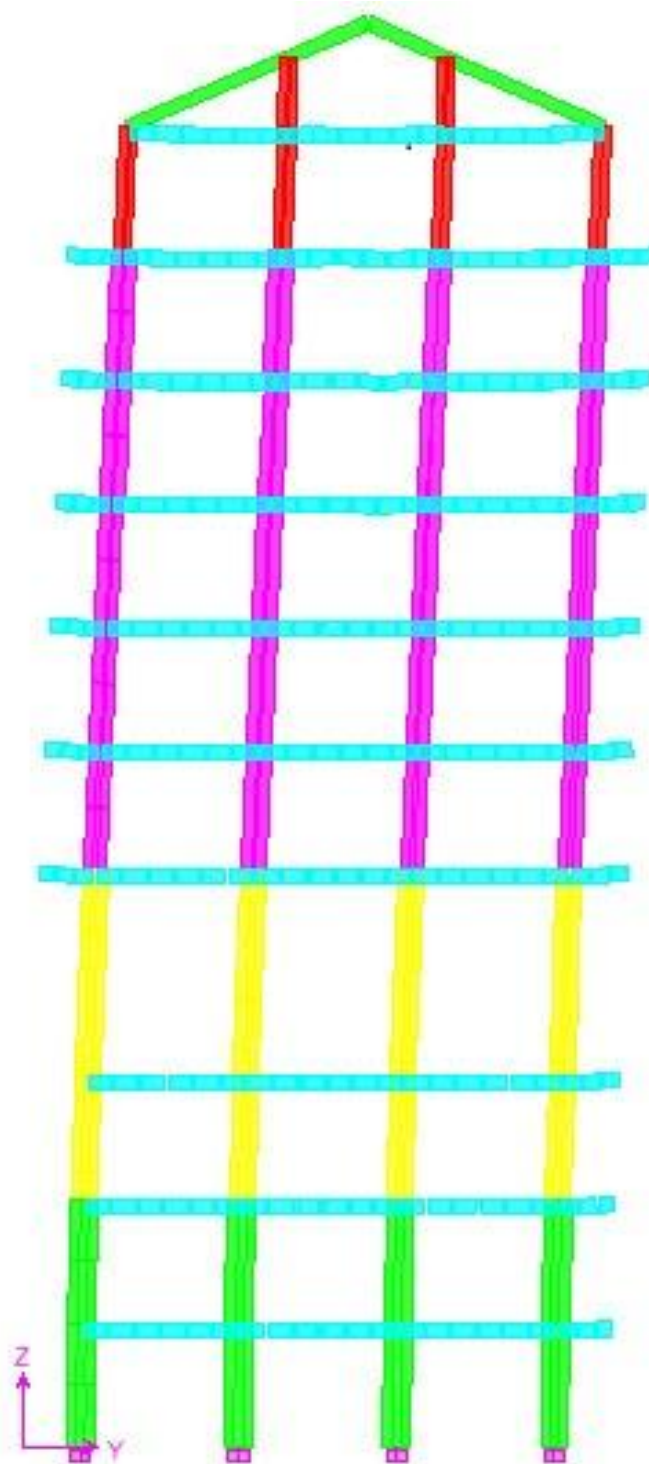


Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios

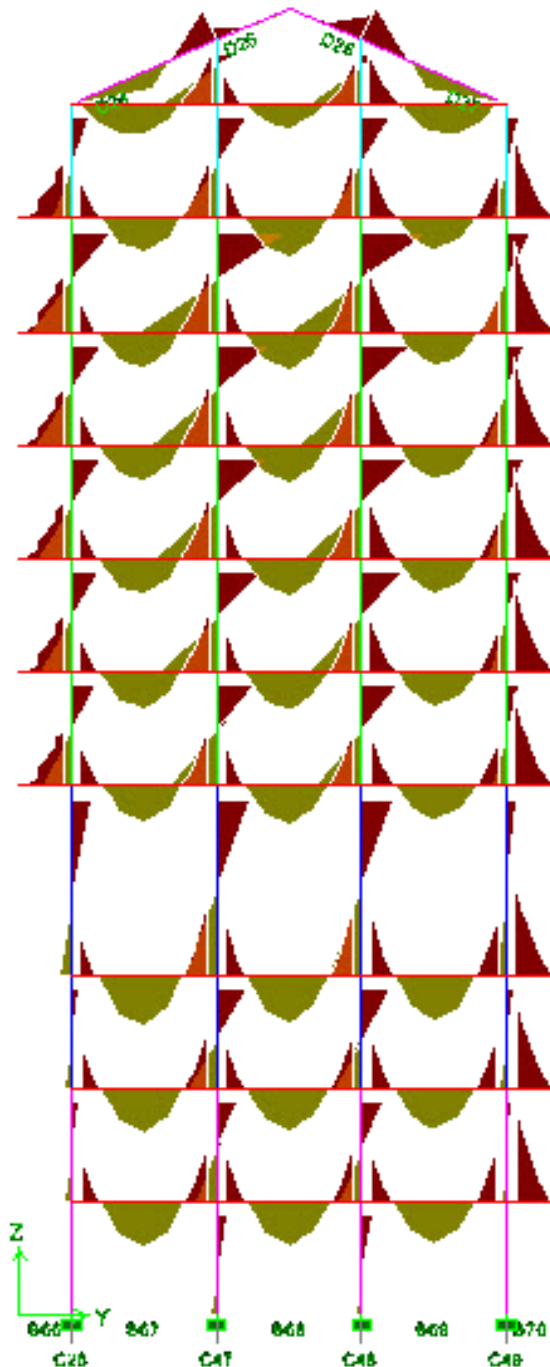
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.925110	72.2177	0.0000	0.0000	72.2177	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.703119	0.0000	68.2753	0.0000	72.2177	68.2753	0.0000	98.4722
3	0.612434	0.0087	0.0000	0.0000	72.2264	68.2753	0.0000	0.0000
4	0.243331	12.9275	0.0000	0.0000	85.1539	68.2753	0.0000	0.0000
5	0.145135	0.0000	16.9564	0.0000	85.1539	85.2317	0.0000	1.1366
6	0.128720	0.0228	0.0000	0.0000	85.1767	85.2317	0.0000	0.0000
7	0.114304	6.8778	0.0000	0.0000	92.0545	85.2317	0.0000	0.0000
8	0.073951	2.5385	0.0000	0.0000	94.5930	85.2317	0.0000	0.0000
9	0.060893	0.0000	7.7336	0.0000	94.5930	92.9652	0.0000	0.3231
10	0.060172	0.9954	0.0000	0.0000	95.5884	92.9652	0.0000	0.0000
11	0.053410	0.0054	0.0000	0.0000	95.5938	92.9652	0.0000	0.0000
12	0.042647	1.1900	0.0000	0.0000	96.7838	92.9652	0.0000	0.0000

- **Déformée de la structure :**
On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



- **Efforts internes dans les éléments barres :**

- **Les poutres :** Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ETAGE6	B42	DEAD	0.150	0.00	-0.53	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	0.621	0.00	-0.35	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	1.093	0.00	-0.17	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	1.564	0.00	0.00	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	2.036	0.00	0.18	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	2.507	0.00	0.36	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	2.979	0.00	0.54	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	DEAD	3.450	0.00	0.71	0.00	0.063	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	0.150	0.00	-0.04	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	0.621	0.00	-0.01	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	1.093	0.00	0.03	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	1.564	0.00	0.06	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	2.036	0.00	0.09	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	2.507	0.00	0.12	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	2.979	0.00	0.15	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	LIVE	3.450	0.00	0.18	0.00	0.017	0.000
	ETAGE6	B42	E	0.150	0.00	0.67	0.00	0.062	0.000

- **Les poteaux :**
 Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.
- **Efforts internes dans les voiles :**
 Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	DEAD	LinearStatic	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	LIVE	LinearStatic	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	LIVE	LinearStatic	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	LIVE	LinearStatic	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	LIVE	LinearStatic	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	E	LinRespSpec	Max	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	E	LinRespSpec	Max	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	E	LinRespSpec	Max	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	E	LinRespSpec	Max	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	ELU	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	ELU	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	ELU	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	ELS	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	ELS	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	283	ELS	Combination	-	
	ETAGE3	W99	Wall	41	123	ELS	Combination	-	

- **Déplacements:**
 Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ». Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,
 La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TOITURE-1	D11	E	1.9516	1.6348	0.1169	0.15033	0.26749	0.00587
TERASSE	D11	E	1.5679	1.6813	0.2347	0.04851	0.41223	0.00622
ETAGE6	D10	E	1.2591	1.5130	0.5308	0.27863	0.21428	0.00502
ETAGE5	D9	E	0.9567	1.1296	0.7882	0.27350	0.18017	0.00308
ETAGE4	D8	E	0.8729	0.9577	0.6392	0.21954	0.12672	0.00238
ETAGE3	D7	E	0.8207	0.9414	0.4612	0.15031	0.13074	0.00288
ETAGE2	D6	E	0.8002	0.8912	0.4311	0.15457	0.11820	0.00309
ETAGE1	D5	E	0.7457	0.8153	0.4908	0.19074	0.14352	0.00313
RDC	D4	E	0.7573	0.8296	0.4494	0.17596	0.12749	0.00338
SSOL1	D3	E	0.7330	0.8460	0.2616	0.10133	0.13312	0.00296
SSOL2	D2	E	0.6764	0.6355	0.3410	0.13666	0.09220	0.00209
SSOL3	D1	E	0.3419	0.2772	0.3060	0.14771	0.13160	0.00098

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir une (auto).

L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).

De plus il est possible créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le **menu File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

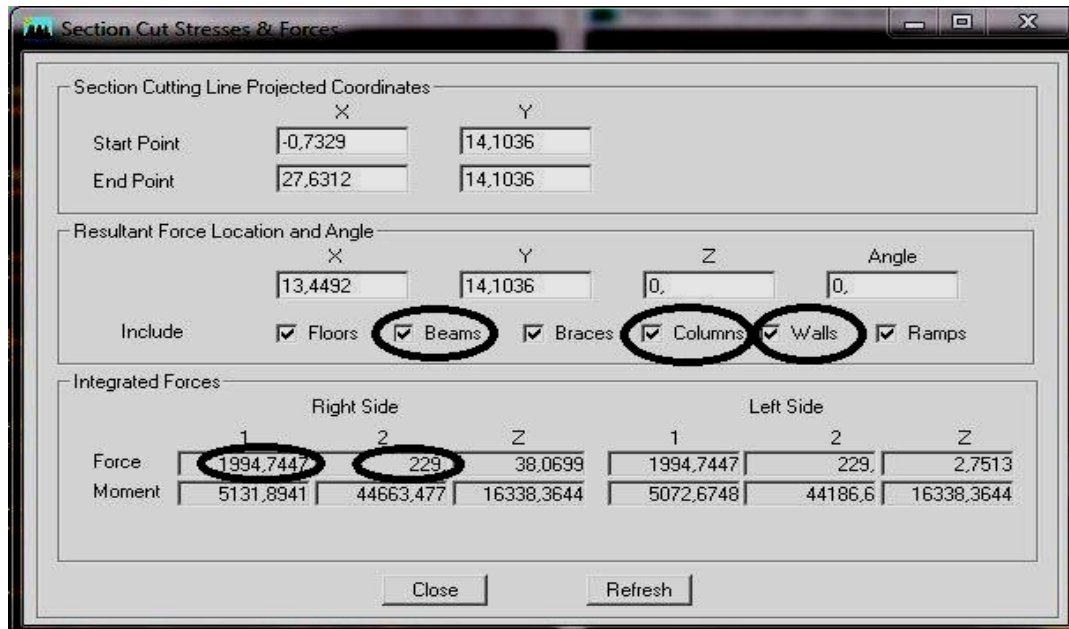
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	98	E	1.18	0.39	20.50	1.674	3.549	0.025
BASE	99	E	1.18	0.40	13.12	1.599	3.367	0.025
BASE	100	E	1.18	0.40	13.12	1.599	3.367	0.025
BASE	101	E	1.18	0.39	20.50	1.674	3.549	0.025
BASE	107	E	15.85	0.13	57.76	0.460	5.780	0.110
BASE	108	E	15.90	0.13	57.99	0.460	5.777	0.110
BASE	110	E	1.30	0.38	22.77	1.657	3.696	0.025
BASE	111	E	1.82	0.55	51.07	1.829	4.106	0.025
BASE	112	E	1.82	0.54	50.87	1.826	4.098	0.025
BASE	113	E	1.69	0.73	14.86	1.924	3.976	0.025
BASE	114	E	1.33	0.58	3.14	1.778	3.629	0.025
BASE	115	E	1.36	0.37	12.46	1.570	3.764	0.025
BASE	116	E	1.69	0.73	14.86	1.924	3.976	0.025
BASE	117	E	1.33	0.58	3.14	1.778	3.629	0.025
BASE	118	E	1.36	0.37	12.46	1.570	3.764	0.025
BASE	119	E	1.82	0.54	50.87	1.826	4.098	0.025
BASE	120	E	1.82	0.55	51.07	1.829	4.106	0.025
BASE	121	E	1.20	0.38	22.77	1.657	3.696	0.025

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows.

CHAPITRE V



Vérification aux exigences du RPA.

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Les déplacements inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ) soit négligé.
- Vérification de l'excentricité.

a. Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par 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 compressions de calcul 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.

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

- Pour les poteaux de (50x50) cm.cm : $N_d=1931.8$ kN
 $V = \frac{1931.8}{(50 \times 50 \times 2.5)} = 0.299 < 0.3$ Condition vérifiée.
- Pour les poteaux de (45x45) cm.cm : $N_d=1492.7$ kN
 $V = \frac{1492.7}{(45 \times 45 \times 2.5)} = 0.295 < 0.3$ Condition vérifiée.
- Pour les poteaux de (40x40) cm.cm : $N_d=1001.2$ kN
 $V = \frac{1001.2}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.250 < 0.3$ Condition vérifiée.
- Pour les poteaux de (30x30) cm.cm : $N_d=208.7$ kN
 $V = \frac{208.7}{(30 \times 30 \times 2.5)} = 0.093 < 0.3$ Condition vérifiée.

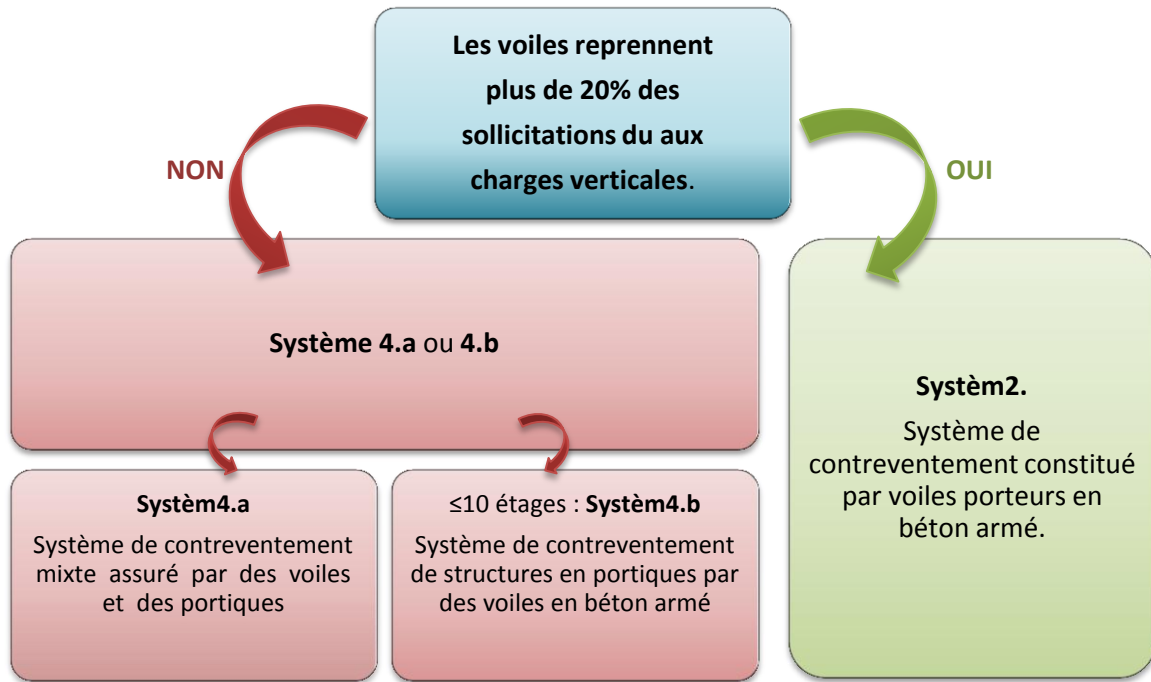
b. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

**Conclusion :**

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

c. Justification du système de contreventement :

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E.L.U)

Charges verticales totales = 44018.18 KN

- **Charges verticales reprise par les portiques :** 25072.83 kN (56.84 %)
- **Charges verticales reprise par les voiles :** 19035.35 kN (43.15 %)
De plus, Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E spectre)
- **Charges sismiques totales (efforts tranchants à la base) :**
Sens xx : 1382.98 kN
Sens yy : 1602.42 kN
- **Charges sismiques reprise par les portiques :**
Sens xx : 225.56 kN (16.22 %)
Sens yy : 74.167 kN (4.60 %)
- **Charges sismiques reprise par les voiles :**
Sens xx : 1158.68 kN (83.78 %)
Sens yy : 1528.62 kN (95.40 %)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

d. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}

V_{etabs} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

$A = 0,15$ (coefficient d'accélération de zone : zone II_a, groupe 2).

$R = 3.5$ (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

$W = 26836.72$ (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

- **Calcul de facteur de qualité Q :** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est observé ou non"

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{Sens x-x : } (1,2+1,2)/ 19,70 = 0.12 < 0.25$$

Condition vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } (1,4+1,4)/14.80 = 0.19 < 0.25$$

Condition vérifiée.

La régularité en plan est vérifiée : $P_{1x} = 0,00$; $P_{1y} = 0,00$.

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Condition vérifiée.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition vérifiée.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Condition vérifiée.

La régularité en élévation est vérifiée : $P_{2x} = 0,00$; $P_{2y} = 0,00$.

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : $3.6/2.6 = 1.38 < 1,5$

Condition vérifiée.

Sens y-y : $3.9/3.9 = 1.00 < 1,5$

Condition vérifiée.

$P_{3x} = 0,00 ; P_{3y} = 0,00.$

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : $3.9/3.9 = 1.00 < 1,5$

Condition vérifiée.

Sens y-y : $3.6/2.6 = 1.38 < 1,5$

Condition vérifiée.

$P_{4x} = 0,00 ; P_{4y} = 0,00.$

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0.00$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx et Sens yy :

Critère q	Pénalité p _q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.00
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

D'où :

$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum P_q = 1.00$

• **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Période donnée par l'ETABS est : $T_{etabs} = 0,9251 \text{ s}$ (mode 1)

Période donnée par les formules empiriques est :

$T = \text{Min} \{0,09 h_n / \sqrt{D} ; C_T (h_n)^{3/4}\}$

Avec :

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau <<n>>. $h_n = 36.04 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) → $C_T = 0.05$

Sens x-x : $T = \text{min} \{0.78 \text{ s} ; 0.735 \text{ s}\} = 0.735 \text{ s}$

Sens y-y : $T = \text{min} \{0.93 \text{ s} ; 0.735 \text{ s}\} = 0.735 \text{ s}$

L'article (4.2.4 du RPA99/2003) postule que :

“ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques (ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
T _{etabs} < Tempirique	T = Tempirique
Tempirique < T _{etabs} < 1,3Tempirique	T = T _{etabs}
1,3 Tempirique < T _{etabs}	T = 1,3Tempirique

$$T_{etabs} = 0.925 \text{ s} < 1,3Tempirique = 1.3 \times 0.735 = 0.955\text{s} \rightarrow T = T_{etabs} = 0.925 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \quad T_2 = 0.5 \text{ s (site 3) (4.2 RPA 99 / 2003)}$$

$$\text{Avec } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 / 2003) ξ =10%

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.763 > 0.7$$

$$D = 2.5 \times 0.763 (0.5/0.925)^{2/3} = 1.266$$

Application numérique

$$V_x = V_y = V = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.266 \times 1.00}{3.50} 26836.72 = \mathbf{1456.08 \text{ KN}}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour cela on sélectionne les élément de la base → support reactions → choisir la combinaison E

Les efforts tranchants à la base sont donnes par les colonnes :

Global F_x : dans le sens xx : **V_{etabs} = 2318 kN**

Global F_y : dans le sens yy : **V_{etabs} = 2234.2 kN**

- **Vérification :**

Sens xx : V_{etabs}=2318 KN > 80% V_{mse} =1164.86 kN **Condition vérifiée.**

Sens yy : V_{etabs}=2234.2 KN > 80% V_{mse} =1164.86 kN **Condition vérifiée.**

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base **V_{etabs}** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V_{mse}**.

e. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

$$\Delta_k \leq 1\%h$$

• Calcul des déplacements : (RPA article 4.34)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous :

show table → displacements → displacements data → Diaphragm CM Displacement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	R	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1%h
Toiture	0.0207	0.015	3.5	0.0724	0.0525	0.00175	0.0014	0.0260
Etage6	0.0202	0.0146	3.5	0.0707	0.0511	0.0056	0.0056	0.0306
Etage5	0.0186	0.013	3.5	0.0651	0.0455	0.0063	0.0056	0.0306
Etage4	0.0168	0.0114	3.5	0.0588	0.0399	0.0070	0.0059	0.0306
Etage3	0.0148	0.0097	3.5	0.0518	0.0339	0.0073	0.0063	0.0306
Etage2	0.0127	0.0079	3.5	0.0444	0.0276	0.0084	0.0059	0.0306
Etage1	0.0103	0.0062	3.5	0.0360	0.0217	0.0084	0.0056	0.0306
RDC	0.0079	0.0046	3.5	0.0276	0.0161	0.0136	0.0084	0.0510
s.sol1	0.0040	0.0022	3.5	0.0140	0.0077	0.0066	0.0038	0.0306
s.sol2	0.0021	0.0011	3.5	0.0073	0.0038	0.0052	0.0028	0.0306
s.sol3	0.0006	0.0003	3.5	0.0021	0.0010	0.0021	0.0010	0.0306

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

f. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.925110	72.2177	0.0000	0.0000	72.2177	0.0000	0.0000
2	0.703119	0.0000	68.2753	0.0000	72.2177	68.2753	0.0000
3	0.612434	0.0087	0.0000	0.0000	72.2264	68.2753	0.0000
4	0.243331	12.9275	0.0000	0.0000	85.1539	68.2753	0.0000
5	0.145135	0.0000	16.9564	0.0000	85.1539	85.2317	0.0000
6	0.128720	0.0228	0.0000	0.0000	85.1767	85.2317	0.0000
7	0.114304	6.8778	0.0000	0.0000	92.0545	85.2317	0.0000
8	0.073951	2.5385	0.0000	0.0000	94.5930	85.2317	0.0000
9	0.060893	0.0000	7.7336	0.0000	94.5930	92.9652	0.0000
10	0.060172	0.9954	0.0000	0.0000	95.5884	92.9652	0.0000
11	0.053410	0.0054	0.0000	0.0000	95.5938	92.9652	0.0000
12	0.042647	1.1900	0.0000	0.0000	96.7838	92.9652	0.0000

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la **condition du RPA est vérifiée.**

g. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» = $\sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» = $\sum F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δ _k (m)	V _k x h _k	θ _x	Δ _k (m)	V _k x h _k	θ _y
toiture	1339.82	0.00175	175.66	0.013348	0.0014	177.19	0.010586
Etage6	2365.26	0.0056	752.15	0.017610	0.0056	915.43	0.014469
Etage5	6222.7	0.0063	1463.75	0.026782	0.0056	1808.77	0.019265
Etage4	7809.54	0.007	2057.85	0.026565	0.00595	2482.36	0.018718
Etage3	11191.15	0.00735	2568.38	0.032026	0.0063	3042.13	0.023175
Etage2	13235.02	0.0084	3012.42	0.036905	0.00595	3535.55	0.022273
Etage1	15862.3	0.0084	3392.01	0.039281	0.0056	3952.75	0.022472
RDC	19338.71	0.01365	6255.66	0.042197	0.0084	7238.23	0.022442
s.sol1	22097.08	0.00665	3979.35	0.036927	0.00385	4618.27	0.018421
s.sol2	24718.52	0.00525	4150.98	0.031263	0.0028	4819.35	0.014361
s.sol3	27176.05	0.0021	4231.89	0.013485	0.00105	4903.40	0.005819

La condition est vérifiée, d'où Les effets du second ordre peuvent être négligés.

h. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article (4.3.7 du RPA99/2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M : centre de masse
C_R : centre de rigidité

On doit vérifier :

Sens xx : | C_m - C_R | ≤ 5% L_x

Sens yy : | C_m - C_R | ≤ 5% L_y

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : show table → building output → center Mass Rigidity

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Sens x-x				Sens y-y				obs
	C _m	C _R	C _m - C _R	5% L _x	C _m	C _R	C _m - C _R	5% L _y	
S-sol3	9.7	9.7	0	0.985	7.787	7.262	0.525	0.74	CV
S-sol2	9.7	9.7	0	0.985	7.805	7.285	0.52	0.74	CV
S-sol1	9.7	9.7	0	0.985	7.637	7.282	0.355	0.74	CV
RDC	9.7	9.7	0	0.985	7.362	7.266	0.096	0.74	CV
Etage1	9.7	9.7	0	0.985	7.408	7.264	0.144	0.74	CV
Etage2	9.7	9.7	0	0.985	7.41	7.265	0.145	0.74	CV
Etage3	9.7	9.7	0	0.985	7.406	7.267	0.139	0.74	CV
Etage4	9.7	9.7	0	0.985	7.406	7.269	0.137	0.74	CV
Etage5	9.7	9.7	0	0.985	7.46	7.271	0.189	0.74	CV
Etage6	9.7	9.7	0	0.985	7.265	7.273	0.008	0.74	CV
Toiture	9.7	9.7	0	0.985	7.27	7.269	0.001	0.74	CV

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI

Ferrailage des poutres.

Introduction :

Ces chapitres sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

- ELU (1.35G +1.5Q)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

I. Recommandations du RPA :

a. Pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section

. Poutres principales, secondaires et chainages P (30 x 35), $A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$

b. Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante et $A_{\max} = 6\% (b \times h)$ pour la zone de recouvrement

. Poutres chainage, principales et secondaires P (30 x 35),

$A_{\max} = 42\text{cm}^2$ en zone courante et $A_{\max} = 63\text{cm}^2$ zone de recouvrement

c. La longueur de recouvrement est de 40Ø (zone II a)

d. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

e. Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

f. Les cadres de nœuds disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternés.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

g. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

h. L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

i. La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

j. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.

II. Etapes de calcul de ferrillage :

a. Armatures longitudinale :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

• Calcul du moment réduit « μ » :
$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$$

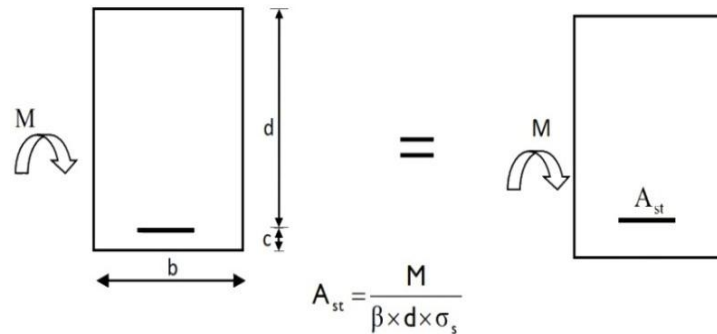
• Définition du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

• On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

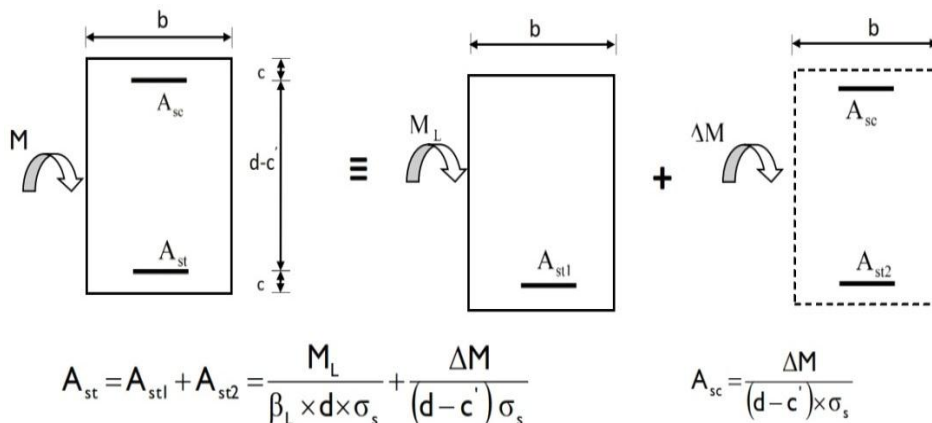
1^{er} cas : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)



2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



III. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

**En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{Acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

a. Poutres principales :

Exemple de calcul : Poutre principale (30x35) travée pour les trois sous-sols de $M_{ELU} = 34.11$ kN.m

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{34.11 \cdot 10^6}{300 \cdot 330 \cdot 14.2} = 0.073 \leq \mu_1$ (SSA) de $\beta = 0.963$

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2$ MPa

et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8$ MPa.

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{34.11 \cdot 10^5}{0.963 \cdot 33 \cdot 348} = 3.08$ cm²

on prend 3HA12

$A_{sup} = 3HA12 = 3.39$ cm², $A_{inf} = 3HA12 = 3.39$ cm²

donc $A_{tot} = 6HA12 = 6.78$ cm²

$A_{min} = 5.25$ cm² $\leq A_{tot} = 6HA12 = 6.78$ cm² $\leq A_{max} = 42$ cm²

Condition vérifiée.

Tous Les résultats des ferraillages sont donnés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales non proches aux voiles :

niv	M (kN.m)		comb	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
3ssol	App Asup	67.71	ELU	0.110	SSA	0.921	6.4	3HA12	3HA12	6.78
	tra	34.11	ELU	0.073	SSA	0.963	3.08	3HA12	/	3.39
	App Ainf	27.4	Acc	0.045	SSA	0.978	2.44	3HA12	/	3.39
RDC	App sup	61.03	ELU	0.132	SSA	0.929	5.72	3HA12	3HA12	6.78
	tra	29.56	ELU	0.063	SSA	0.967	2.66	3HA12	/	3.39
	App Ainf	36.78	Acc	0.060	SSA	0.957	3.31	3HA12	/	3.39
6etages	App Asup	61.39	ELU	0.132	SSA	0.929	5.75	3HA12	3HA12	6.78
	tra	29.56	ELU	0.063	SSA	0.968	2.66	3HA12	/	3.39
	App Ainf	44.04	Acc	0.072	SSA	0.995	3.98	3HA12	2HA12	5.65

Tableau VI-1: Ferrailage des poutres principales non proches aux voiles.

• La poutre principale proche aux voiles poutre (2-3)

niv	M (kN.m)		comb	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
3ssol	App _{Asup}	85.88	Acc	0.142	SSA	0.923	8.10	3HA14	2HA16	8.64
	tra	21.54	ELU	0.036	SSA	0.983	1.91	3HA14	/	4.62
	App _{Ainf}	34.79	Acc	0.058	SSA	0.971	3.12	3HA14	/	4.62
RDC	App _{sup}	96.28	Acc	0.132	SSA	0.93	9.01	3HA14	2HA14+1HA16	9.71
	tra	18.66	ELU	0.031	SSA	0.985	1.65	3HA14	/	3.39
	App _{Ainf}	48.51	Acc	0.080	SSA	0.958	4.41	3HA14	/	4.62
6etages	App _{Asup}	102.07	Acc	0.132	SSA	0.929	9.80	3HA14	3HA16	10.65
	tra	18.98	ELU	0.031	SSA	0.985	1.68	3HA14	/	4.62
	App _{Ainf}	50.59	Acc	0.089	SSA	0.954	4.61	3HA14	/	4.62

Tableau VI -2: Ferraillage des poutres principales proches aux voiles.

b. Poutres secondaires

• Les poutres secondaires non proches aux voiles

niv	M (kN.m)		comb	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
3ssol	App _{Asup}	43.8	Acc	0.072	SSA	0.963	3.96	3HA12	2HA10	6.47
	tra	8.72	ELU	0.014	SSA	0.993	0.76	3HA12	/	3.39
	App _{Ainf}	35.02	Acc	0.058	SSA	0.97	3.14	3HA12	/	6.78
RDC	App _{sup}	46.4	Acc	0.077	SSA	0.96	4.21	3HA12	2HA10	6.47
	tra	8.98	ELU	0.015	SSA	0.993	0.79	3HA12	/	3.39
	App _{Ainf}	34.62	Acc	0.057	SSA	0.97	3.11	3HA12	/	3.39
6etages	App _{sup}	52.74	Acc	0.087	SSA	0.955	4.81	3HA12	2HA10	6.47
	tra	18.63	ELU	0.031	SSA	0.985	1.65	3HA12	/	3.39
	App _{Ainf}	37.79	Acc	0.063	SSA	0.968	3.39	3HA12	/	3.39

Tableau VI -3: Ferraillage des poutres secondaires non proches aux voiles.

• Les poutres secondaires proches aux voiles

niv	M (kN.m)		comb	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
3ssol	App _{Asup}	133.85	Acc	0.221	SSA	0.873	13.35	3HA14	3HA20	14.04
	tra	2.93	ELU	0.005	SSA	0.998	0.26	3HA14	/	4.62
	App _{Ainf}	85.41	Acc	0.141	SSA	0.923	8.06	3HA14	2HA16	8.64
RDC	App _{sup}	140.48	Acc	0.232	SSA	0.881	13.88	3HA14	3HA20	14.04
	tra	2.86	ELU	0.005	SSA	0.998	0.25	3HA14	/	4.62
	App _{Ainf}	78.68	Acc	0.130	SSA	0.93	7.37	3HA14	2HA14	7.70
6etages	App _{sup}	141.38	Acc	0.206	SSA	0.883	13.94	3HA14	3HA20	14.04
	tra	6.72	ELU	0.011	SSA	0.995	0.59	3HA14	/	4.62
	App _{Ainf}	81.18	Acc	0.134	SSA	0.928	7.62	3HA14	2HA14	7.70

Tableau VI -4: Ferraillage des poutres principales proches aux voiles.

c. Poutres de chainages

niv	M (kN.m)		com b	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
Tous	App _{Asup}	15.22	Acc	0.03	SSA	0.99	1.34	2HA10+1HA12	/	2.69
	tra	7.20	ELU	0.01	SSA	0.99	0.63	2HA10+1HA12	/	2.69
	App _{Ainf}	14.48	Acc	0.02	SSA	0.99	1.28	2HA10+1HA12	/	2.69

Tableau IV-5: Ferraillage des poutres principales de chainages dans le sens poutres principales.

d. Poutres dans la charpente

• Poutres inclinées.

niv	M (kN.m)		com b	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
								FILLANTES	CHAPPEAUX	
Charpente	App _{Asup}	29.76	Acc	0.05	SSA	0.98	2.66	2HA10+1HA12	/	2.69
	tra	13.7	ELU	0.02	SSA	0.99	1.21	2HA10+1HA12	/	2.69
	App _{Ainf}	17.64	Acc	0.03	SSA	0.99	1.56	2HA10+1HA12	/	2.69

Tableau VI -6: Ferraillage des poutres inclinées dans la charpente.

IV. Vérification

A. Vérifications des poutres à l'ELU

a. la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2$
- Poutres secondaires $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2$

Condition vérifiée.

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec $T_{u \max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

Et pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

- Pour les poutres principales: $\tau_u = \frac{105.6 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 1.06 \text{ Mpa}$
Les contraintes sont vérifiées.
- Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9d} = \frac{55.51 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 0.56 \text{ Mpa}$
Les contraintes sont vérifiées.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1,211/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

• Pour les poutres principales et secondaires :

$$T_u = 105.6 < \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594 \text{ kN}$$

Les contraintes sont vérifiées.

d. Influence de l'effort tranchant:

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

- Poutres principales : $A_{st \min \text{ à ancrer}} = \frac{V_{u \max}}{f_{su}} = \frac{86.3 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,47 \text{cm}^2$
 $A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{cm}^2$

Condition vérifiée.

• Poutres secondaires : $A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_{u \text{ max}}}{f_{su}} = \frac{30 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0.86 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis à vis de l'état ultime, M_u , est inférieure à $0.9 \cdot V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côte travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

Donc
$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_{\text{max}}}{0.9d} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

• Pour les poutres principales: $A_{s \text{ min à ancrer}} \geq \left(105.6 - \frac{79.92}{0.9 \cdot 0.33} \right) \frac{1}{348} = -0.47 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

• Pour les poutres secondaires : $A_{s \text{ min à ancrer}} \geq \left(55.51 - \frac{74.24}{0.9 \cdot 0.33} \right) \frac{1}{348} = -0.61 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

e. Entrainement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier que :

$\tau_{\text{sec}} = \frac{T_u \text{ max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}}$ tel que $\bar{\tau}_{\text{sec}} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi = 1.5$ pour HA.

• Pour les poutres principales : 3HA12 donne $u_i = 11.3$

$\tau_{\text{sec}} = \frac{105.6 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 33 \cdot 11.3} = 3.14 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

• Pour les poutres secondaires : 3HA12 donne $u_i = 11.3$

$\tau_{\text{sec}} = \frac{55.51 \cdot 10}{0.9 \cdot 33 \cdot 11.3} = 1.65 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm}$ Avec : $\bar{\tau}_e = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

-Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35.27 \text{ cm}$. On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 14$: $L_s = 49.32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 16$: $L_s = 56.44 \text{ cm}$. On prend $L_s = 60 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 20$: $L_s = 70.54 \text{ cm}$. On prend $L_s = 75 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4 \times L_s$

-Pour $\phi 10$: $L_a = 14.11 \text{ cm}$. On prend $L_a = 15 \text{ cm}$

-Pour $\phi 12$: $L_a = 16.92 \text{ cm}$. On prend $L_a = 18 \text{ cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_a = 19.75 \text{ cm}$. On prend $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour $\phi 16$: $L_a = 22.57 \text{ cm}$. On prend $L_a = 25 \text{ cm}$

-Pour $\phi 20$: $L_a = 26.32 \text{ cm}$. On prend $L_a = 30 \text{ cm}$

B. Calcul des armatures transversales :

a. Poutres principales et secondaire :

- Calcul des espacements

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = \min\{8.75; 12\} = 8.75$ Soit : $S_t = 8\text{cm}$.

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ Donc $S'_t \leq 17.5\text{cm}$ Soit : $S'_t = 15\text{cm}$.

- Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min\left(\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 8.5; 20) = 8.5\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

donc nous adoptons : 4HA8 = 2,01 cm².

Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

- Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales Pp : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

C. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcule } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrilles adoptées.

niv	Ms (kN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
3 ssol	43.87	6.78	0.652	0.862	21.23	227.47	10.714	15	Cv.
RDC	43.64	6.78	0.652	0.862	21.23	226.27	10.658	15	Cv.
6 etages	43.87	6.79	0.653	0.862	21.23	227.13	10.699	15	Cv.

Tableau VI -7: vérification du ferrillage des poutres principales à l'ELS

• Poutres secondaires :

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrilles adoptées.

niv	Ms (kN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
3 ssol	13.11	6.78	0.652	0.862	21.23	67.98	3.202	15	Cv.
RDC	15.93	6.78	0.652	0.862	21.23	82.60	3.891	15	Cv.
6 etages	25.29	6.79	0.653	0.862	21.23	130.94	6.167	15	Cv.

Tableau VI -8: vérification du ferrillage des poutres secondaires à l'ELS

Tous les moments à ELS sont inférieurs à M_r alors la condition est vérifiée.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

c. Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche,

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm sens des poutres principales.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm sens des poutres secondaire.}$$

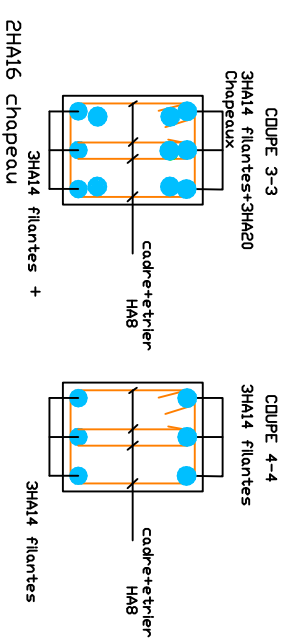
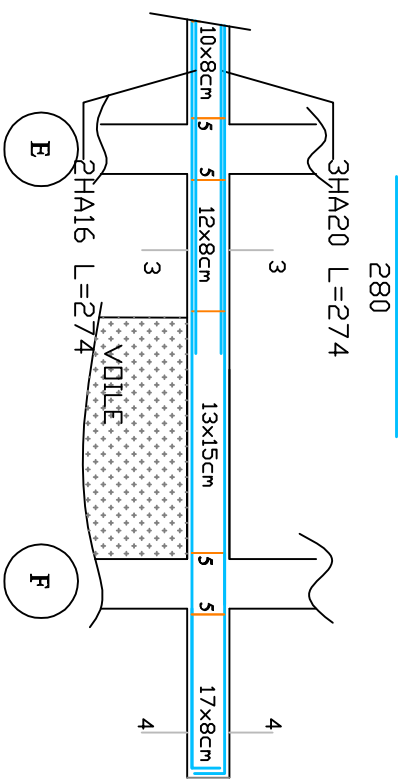
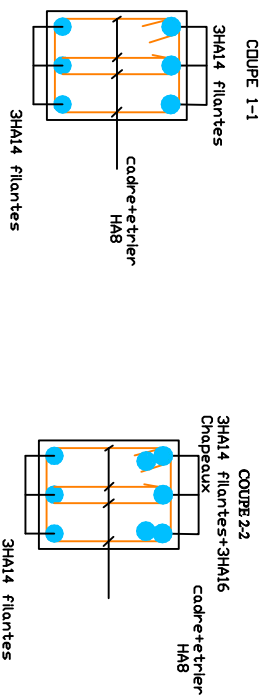
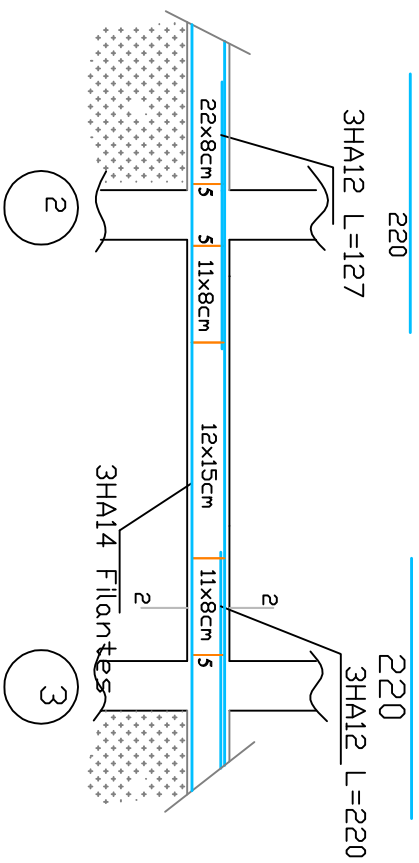
La flèche tirée par le logiciel ETABS est : f = 0.008cm

Donc la flèche est vérifiée.

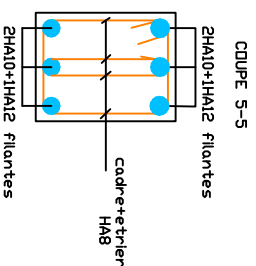
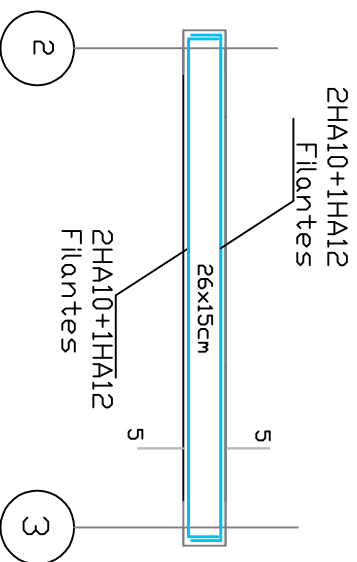
d. Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93 annexe E₃), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A (1/5) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A (1/4) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à (1/10) de la portée.



Ferraillage des poutres de chaînage



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

ETUDE PAR :
HANDJAL et DJERDIL

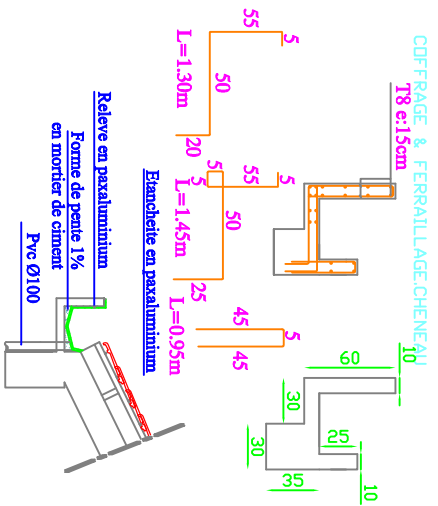
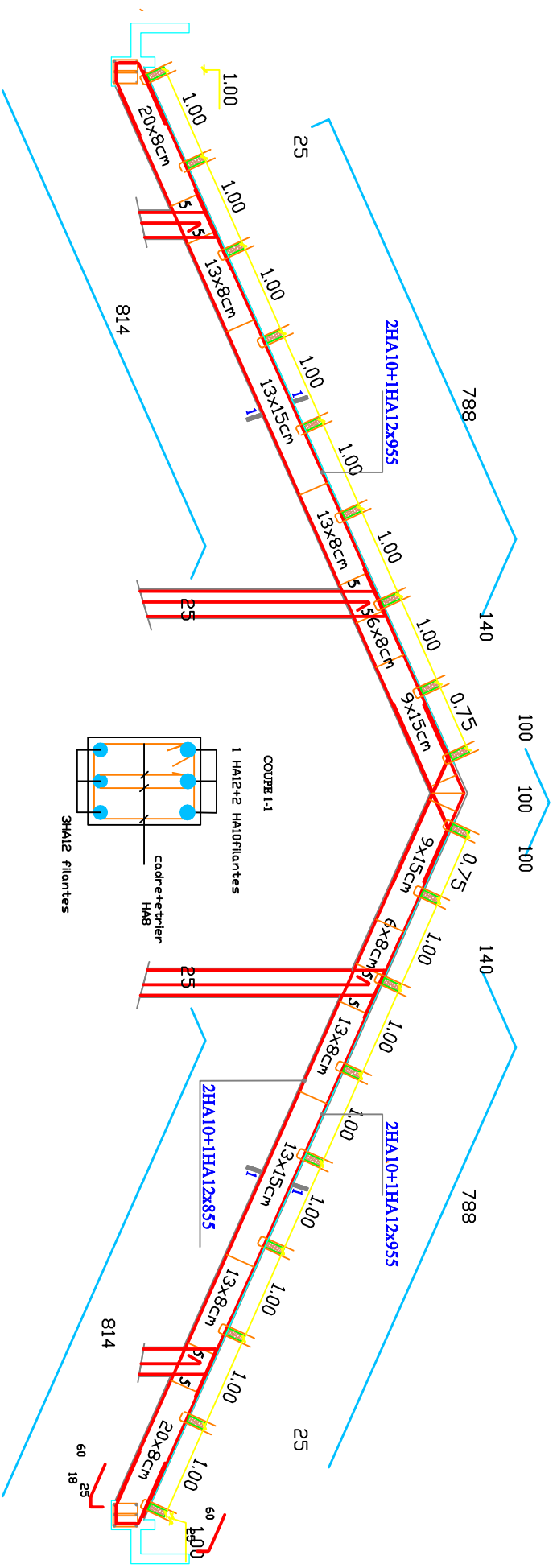
AUTRES FERRAILAGE DE POUTRE

DIRIGE PAR :
M. GUEBAL Med DJALI

PRODUCTION 20/201

PLANCHER N°

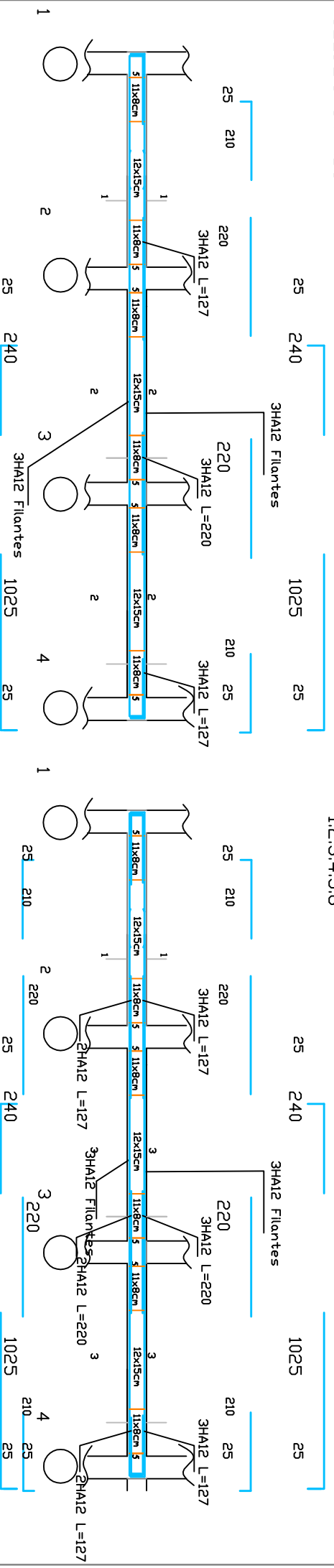
BOCHER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE : Ferrillages des poutres inclinées dans la charpente
ETUDE PAR : HANOUA et DJERDIL	DIRIGE PAR : Mr. GUEBAL Med DUALI	
PRODUCTION 20/201	PLANCHER N°	ECHELLE

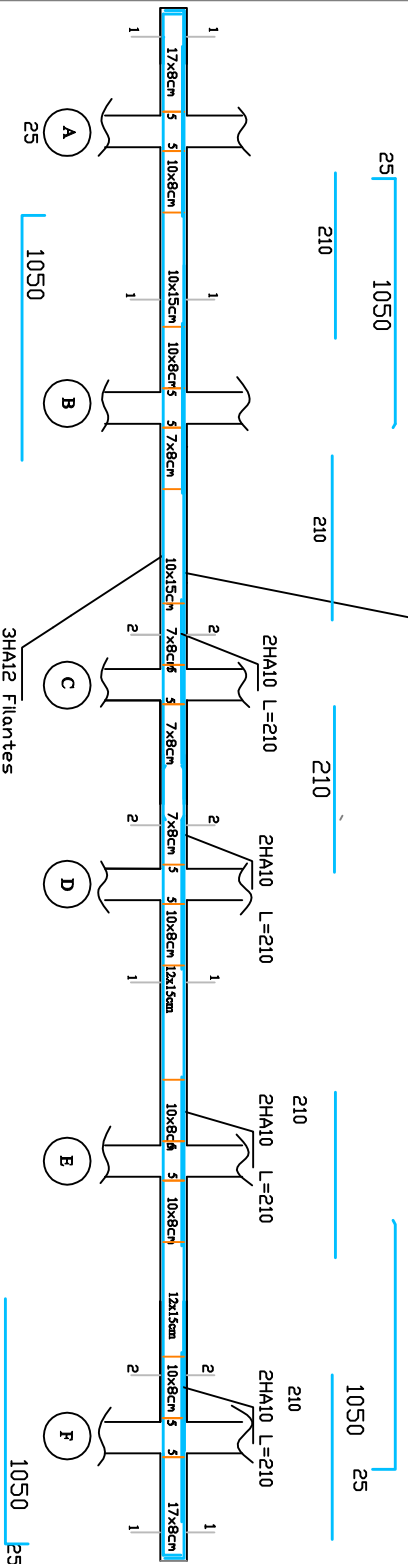
Ferailage des poutres PRINCIPALE Files : Pour les étages S

Ferailage des poutres PRINCIPALE Files : Pour les étages 1.2.3.4.5.6



Ferailage des poutres secondaireFiles : 2 et 3

Pour tous les étages



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-DOUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE : Ferailages des poutres	
ETUDE PAR : HAMMAD et DJERDI		DIRIGE PAR : Mr GUEBAL Med Duail	
PROMOTION 201/2012		PLANCHE N°	
ECHELLE		ECHELLE	

CHAPITRE VII



Ferrailage des poteaux.

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

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.

Sous les combinaisons : (1.35G+1.5Q), (G+Q±E) et (0.8G±E)

I. Recommandations du RPA : (zone IIa)

A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**
 - La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :

Poteau (50x50) :	$A_{\min}=20\text{cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\min}=16,2\text{cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\min}=12,8\text{cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\min}=7,2\text{cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante sera de 4% x b x h

Poteau (50x50) :	$A_{\max}=100\text{cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\max}=81\text{cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\max}=64\text{cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\max}=36\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

Poteau (50x50) :	$A_{\max}=150\text{cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\max}=121,5\text{cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\max}=96\text{cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\max}=54\text{cm}^2$

II. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

a. Section entièrement tendue (S.E.T)

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$A_{st \text{ sup}}$ $A_{st \text{ inf}}$ seront déterminées par ces formules :

$$N_t = A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} + A_{st \text{ inf}} \times \sigma_{st}$$

$$A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} \times (d-c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u \right) = 0$$

b. Section partiellement comprimée (S.P.C):

$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ de plus, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$(d-c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \dots (A)$$

Avec $M_f = \left(\frac{h}{2} - c\right) N_u + M_u$ qui représente le moment fictif

Dans le cas où (A) est vérifiée, on dit que la section est une S.P.C

D'où le calcul se fait comme suit :

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

Deux cas se présentent pour μ_b

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA) donc il faut calculer A_1 et A_1'

Et μ_1 : valeur ultime pour une section simplement armée qui vaut 0.392

1. Pour une SSA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$, d'où la section d'acier réelle sera $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2. Pour une SDA : $A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$ avec $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

M_r : Moment ultime pour une SSA

Les sections d'acier réelles seront $A_s' = A_1'$ et $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

c. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une SEC c'est lorsque (A) n'est pas vérifiée, elle engendre deux cas de ferraillage après vérification de l'inégalité suivante :

$$(d-c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \dots (B)$$

1. Si (B) est vérifiée, alors la section a besoin d'armatures comprimées supérieures et inférieures

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

2. Si (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures en zone la moins comprimée $A_s = 0$

$$A_s' = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{avec } \psi = \frac{0.351 + \frac{(d-c') N_u - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

III. Ferrailage des poteaux

- sens longitudinal

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Obs 1	Obs 2	A _s (A _{inf}) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
s-sol3 s-sol2	50x50	N _{max} = 1945.9	M _{cor} = 8.06	SPC	SSA	-23.2	16.2	25.12	8HA20
		N _{min} = 161	M _{cor} = 5.32	SPC	SSA	-2.06			
		N _{cor} = 1373	M _{max} =47.85	SPC	SSA	-14.5			
s-sol1 RDC	45x45	N _{max} = 1495	M _{cor} = 19.87	SPC	SSA	-16.8	12.8	20.6	4HA20+4HA16
		N _{min} = 154.5	M _{cor} = 10.71	SPC	SSA	-1.56			
		N _{cor} =1181.8	M _{max} =40.13	SPC	SSA	-12			
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} = 1005.4	M _{cor} = 9.22	SPC	SSA	-12.3	9.8	14.2	4HA16+4HA14
		N _{min} = 0.1	M _{cor} = 4.71	SPC	SSA	0.36			
		N _{cor} = 226	M _{max} =41.87	SPC	SSA	0.1			
6 ^{ème} étage et toiture	30x30	N _{max} = 196.4	M _{cor} = 7.26	SPC	SSA	-2.09	7.2	10.68	4HA14+4HA12
		N _{min} = 99.1	M _{cor} = 5.09	SPC	SSA	-0.95			
		N _{cor} = 19.4	M _{max} =16.09	SPC	SSA	1.41			

Tableau VI-1: Ferrailage des poteaux sens longitudinal.

- sens transversal-

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Obs 1	Obs 2	A _s (A _{inf}) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
s-sol3 s-sol2	50x50	N _{max} = 1945.9	M _{cor} = 0.22	SPC	SSA	-23.8	16.2	25.12	8HA20
		N _{min} = 161	M _{cor} = 46.27	SPC	SSA	0.5			
		N _{cor} = 1252.2	M _{max} =73.99	SPC	SSA	-11.2			
s-sol1 RDC	45x45	N _{max} = 1495	M _{cor} = 3.01	SPC	SSA	-18.4	12.8	20.6	4HA20+4HA16
		N _{min} = 154.5	M _{cor} = 61.77	SPC	SSA	2.07			
		N _{cor} = 1043	M _{max} =79.29	SPC	SSA	-7.04			
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} = 1005.4	M _{cor} = 3.23	SPC	SSA	-12.9	9.8	14.2	4HA16+4HA14
		N _{min} = 0.1	M _{cor} = 42.98	SPC	SSA	3.34			
		N _{cor} = 634.9	M _{max} =88.02	SPC	SSA	-0.37			
6 ^{ème} étage et toiture	30x30	N _{max} = 196.4	M _{cor} = 35.35	SPC	SSA	1.31	7.2	10.68	4HA14+4HA12
		N _{min} = 99.1	M _{cor} = 8.58	SPC	SSA	-0.57			
		N _{cor} = 194.6	M _{max} =40.43	SPC	SSA	2			

Tableau VI-2: Ferrailage des poteaux sens transversal.

Remarque : les sections d'acier adoptées ne dépassent pas les pourcentages maximums exigés par le RPA99 modifiée2003 que ce soit en zone courante ou bien en zone de recouvrement

A. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a. Diamètre des armatures transversales *:(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)*

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2.01$).

Remarque : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum

b. Calcul des espacements :

• **L'espacement des armatures transversales** *:(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)*

$$S_t \leq \min [15\phi_l^{min}, 40\text{cm}, (a+10) \text{ cm}] = \min [15 \times 1.2, 40, (30+10)]$$

Avec a: est la petite dimension du poteau.

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **L'espacement des armatures transversales** *:(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)*

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau

Elançement géométrique du poteau : $\lambda = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau.

a: Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda = \frac{0,707 L_0}{a} = \frac{0,707 (5.1)}{0.5} = 7.21 > 5$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2,50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 36,80 \text{ kN}$.

Application numérique : $t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u} = t = \frac{201 \times 510 \times 400}{2.50 \times 36.80 \times 1000} = 44.57 \text{cm}$

- **Espacement maximal des armatures transversales** : (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «t» des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale : $t \leq \min [10\phi_l, 15\text{cm}]$ $t \leq \min [12\text{cm}, 15\text{cm}]$ on adopte $t=10\text{cm}$

En zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ $t' \leq 18\text{cm}$ on adopte $t=15\text{cm}$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g > 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

- **En zone nodale**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **En zone courante**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{cm}^2 > A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{cm}^2 > A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a opté pour la deuxième solution.

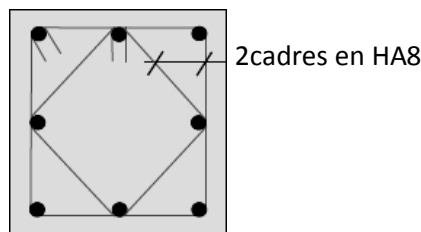
- **Poteaux (50x50)et(45x45) :** (e=12cm en zone courante)

$A_{\min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,80 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 13 \times 45 = 1,75 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



Remarque : Les crochets ont une longueur de 8cm

IV. Vérifications à l'ELS : Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimée

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'air de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A_s')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot x(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_s + A_s')}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b h \cdot X_G^2 + 15[A_s' \cdot x(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot x(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G)x(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres supérieures}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G)x(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres inférieures}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $Y_1 = Y_2 + L_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $Y_2^3 + pY_2 + q = 0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$P = -3 L_c^2 - \frac{90A_s'}{b} (L_c - C') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2 L_c^3 - \frac{90A_s'}{b} (L_c - C')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ alors Il faut calculer $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{\frac{1}{3}}$ d'où $Y_2 = u - \frac{p}{3xu}$

Si $\Delta < 0$ on calcul $\cos \varphi = \frac{3p}{2q} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$Y_2^1 = \text{acos } \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$Y_2^2 = \text{acos } \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$Y_2^3 = \text{acos } \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < Y_1 = Y_2 + L_c < h$

On calcul l'inertie de la section:

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15 [A_s x (d - Y_1)^2 + A_s' x (Y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_s}{I} x Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens y-y: La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque : Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)	obs
s-sol3 s-sol2	50x50	x-x	1413	5.85	25.12	4.5	67.3	4.2	62.9	CV
			761.1	0.14		2.3	35.1	2.3	35	
			1247.6	19.97		4.4	65	3.3	50	
		y-y	1413	0.13		4.3	65.2	4.3	65.1	
			761.1	10.26		2.6	38.9	2.1	31.2	
			805	11.11		2.8	41.3	2.2	32.9	
s-sol1 RDC	45x45	x-x	1086.2	14.42	20.6	4.6	69	3.6	54.3	CV
			509.1	1.01		2	29.4	1.9	28.4	
			874.1	23.02		4.2	61.4	2.4	37.8	
		y-y	1086.2	2.26		4.1	61.8	4	59.5	
			509.1	16.13		2.5	37.1	1.3	20.6	
			526.3	16.79		2.6	38.5	1.4	21.3	
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	730.7	6.81	14.2	4	59.3	3.2	48.9	CV
			99.8	7.64		1.7	23.3	0	-12.9	
			122.4	15.29		1.5	21.2	0	-3.7	
		y-y	730.7	2.36		3.7	55.9	3.5	52.3	
			99.8	19.11		1.7	23.3	0	-12.9	
			181.6	38.49		2.6	36	0	-13.4	
6 ^{ème} étage et toiture	30x30	x-x	124.9	2.64	10.68	1.3	19.6	0.7	11.1	CV
			4.6	5.13		0.8	9.4	0	-17.1	
			97.5	9.23		2	27.1	0	-3.9	
		y-y	124.9	17.51		3.3	45.1	0	-21	
			4.6	6.26		0.9	11.3	0	-21.3	
			107	27.61		4.7	61.4	0	-60.9	

Tableau VI-3: vérification état limite de compression du béton.

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

c. Vérification 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**

D'où $\bar{\tau}_{bu} = 1.875$ MPa

• Poteau de 50x50

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{45.8 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.18$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{29.8 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.124$$

• Poteau de 45x45

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{54.6 \cdot 10^3}{450 \cdot 430} = 0.28$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{28.4 \cdot 10^3}{450 \cdot 430} = 0.146$$

• Poteau de 40x40

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{57.7 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.37$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{57.7 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.213$$

• Poteau de 30x30

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{38.9 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.463$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{21.2 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.252$$

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

d. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

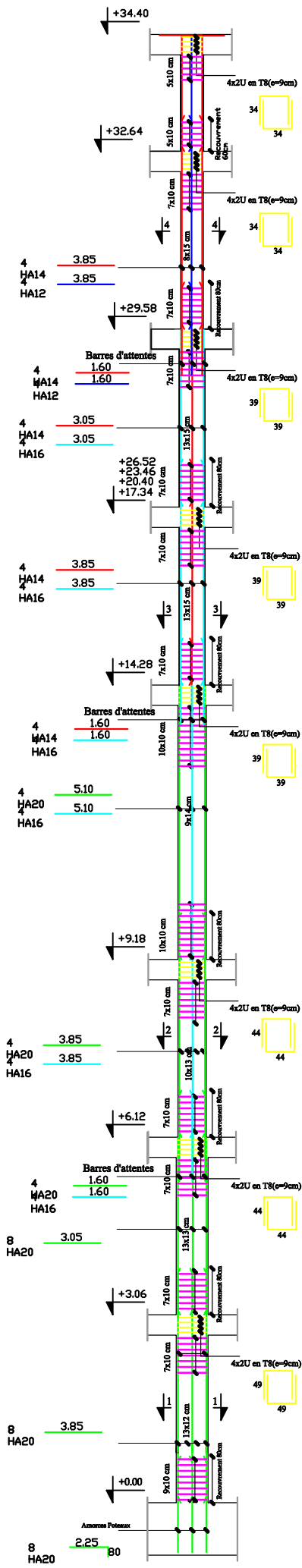
La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

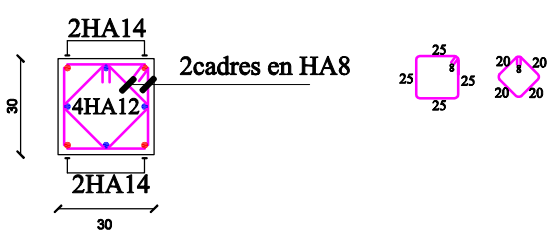
$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{es - 0.455(d)}{es - 0.185(d)} \right] bd$$

niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	obs.
sous-sol3 sous-sol2	50x50	x-x	1413	5.85	0.414	7.33	25.12	CV
			761.1	0.14	0.018	7.14		
			1247.6	19.97	1.601	8.06		
		y-y	1413	0.13	0.01	7.13		
			761.1	10.26	1.35	7.88		
			805	11.11	1.38	7.91		
sous-sol1 RDC	45x45	x-x	1086.2	14.42	1.328	6.43	20.6	CV
			509.1	1.01	0.198	5.83		
			874.1	23.02	2.634	7.43		
		y-y	1086.2	2.26	0.21	5.84		
			509.1	16.13	3.17	8.00		
			526.3	16.79	3.19	8.03		
1,2,3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	730.7	6.81	0.932	4.92	14.2	CV
			99.8	7.64	7.655	-28.28		
			122.4	15.29	12.49	-1.61		
		y-y	730.7	2.36	0.32	4.64		
			99.8	19.11	19.1	0.28		
			181.6	38.49	21.2	0.51		
6 ^{ème} étage et toiture	30x30	x-x	124.9	2.64	2.114	3.52	10.68	CV
			4.6	5.13	111.5	0.94		
			97.5	9.23	9.467	-0.77		
		y-y	124.9	17.51	14	0.15		
			4.6	6.26	136	0.96		
			107	27.61	25.8	0.64		

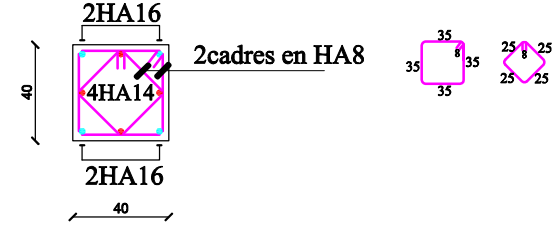
Tableau VI-4: vérification de la Condition de non fragilité.



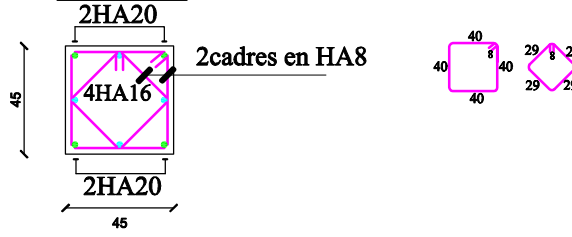
Coupe 4-4



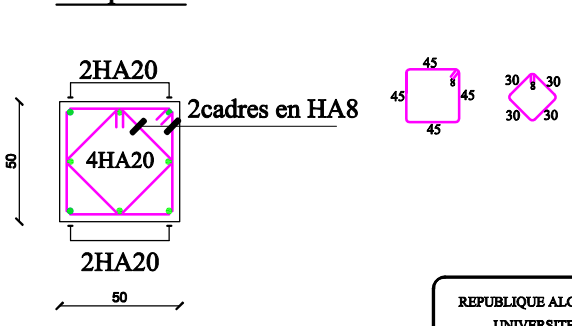
Coupe 3-3



Coupe 2-2



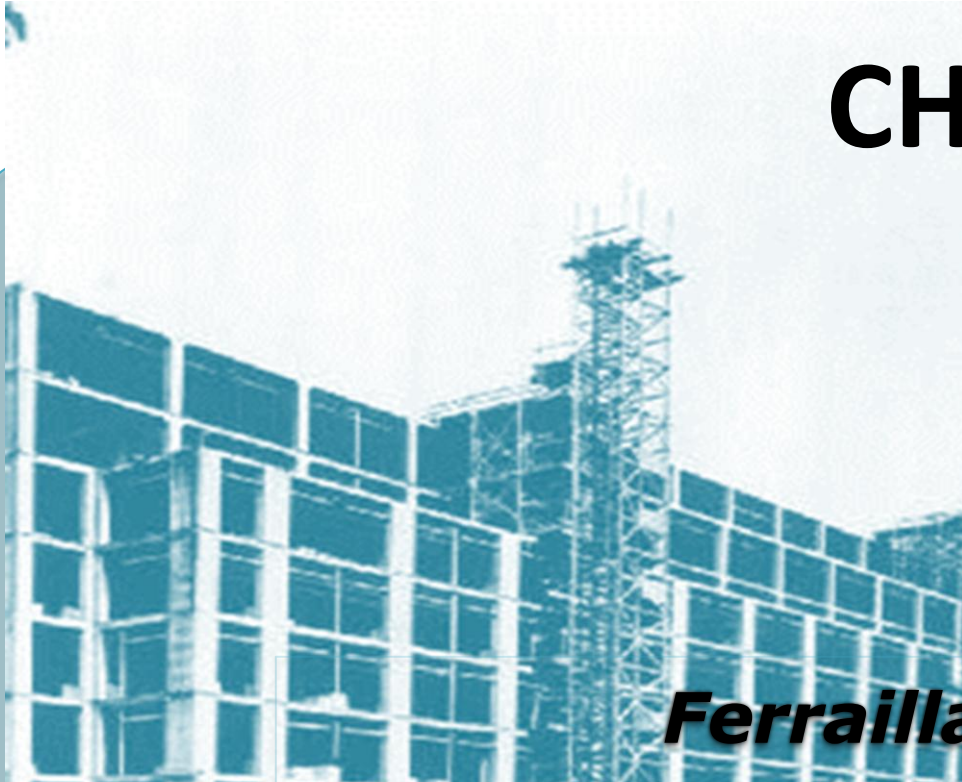
Coupe 1-1



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

ETUDE PAR: Mr HAMDAD Nouredine Mr DJERDI Meziene	TITRE: ferrillage des poteaux (exemple poteau central)
DIRIGE PAR: Mr GUEBAL Mohammed	
PROMOTION 2010-2011	PLANCHE N°
	ECHELLE

CHAPITRE VIII



Ferrailage des voiles.

I. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales**
- Armatures horizontales**
- Armatures transversales**

Nous allons ferrailler nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- Zone 1 :** 3^{ème} et 2^{ème} sous-sol
- Zone 2 :** 1^{er} sous-sol et RDC
- Zone 3 :** 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages
- Zone 4 :** 6^{ème} étage

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire Sous les combinaisons :

$$1.35G+1.5Q ; G+Q\pm E \text{ et } 0.8G\pm E$$

De plus une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

II. Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M v'}{I}$$

Avec :

- B: Section du béton B= e L
- I : Moment d'inertie du trumeau
- v, v' : Bras de levier tq : v = v' =L/2
- L : longueur du voile

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

• Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d):

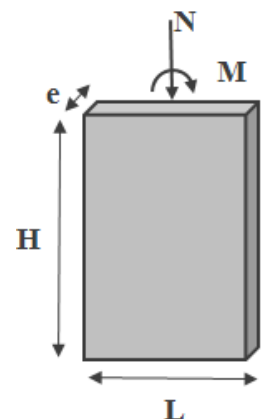
Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{art. 7.7.4. RPA2003})$$

avec

- h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré
- L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

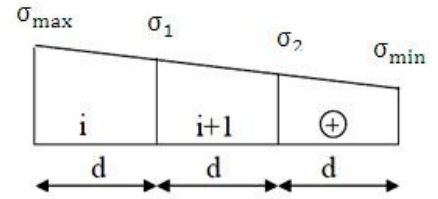


- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

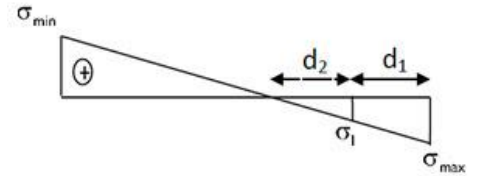
Avec : e : épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée :

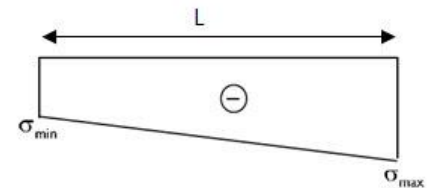
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



- Section entièrement tendue :

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot L \cdot e$$



b. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348\text{MPa}$

c. Armatures minimales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

(Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité}$$

(Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min}$$

(Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

B : section du tronçon considéré

- Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité}$$

(Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min}$$

(Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

d. Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA** :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).
 - Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10∅**
 - La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0.15\% .B$
 - Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2.4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux** :(Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\% B$
 Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\% B$

e. 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.

f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **> 4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

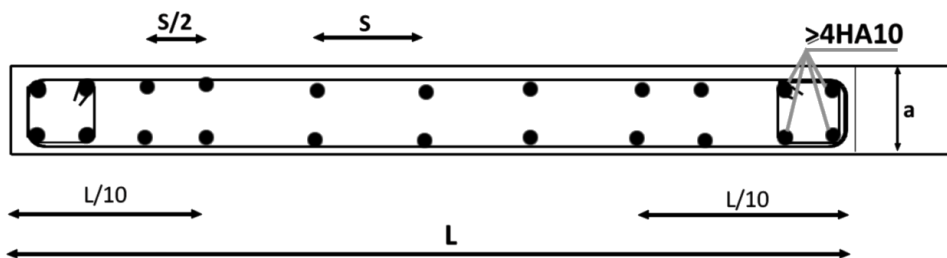
$$S_t \leq \min (1.5e , 30cm)$$

$$S_t \leq \min (37.5cm , 30cm) \quad S_t \leq 30cm$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

h. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec } T = 1.4 V_u$$

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.

III. Vérification :**a. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA99** (Art 7.7.2 /version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V_u, \text{ calculé}$$

et :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL** (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11 /BAEL91 modifiées 99)

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$ pour une fissuration préjudiciable.

b. Exemple de calcul : (zone I voile V_{x1})

Soit à calculer le ferraillage du voile V_{x1} de longueur L= 2.00 m (s-sol3) et d'épaisseur e=25cm

• **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{x1} qui sont comme suites :

$$\sigma_{max} = +4245.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (traction)}$$

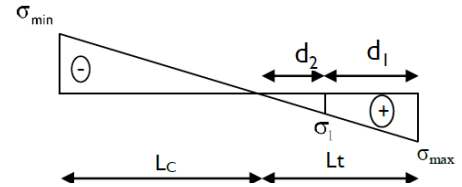
$$\sigma_{min} = -8520.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (compression)}$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_c = 1.33 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue L_t = 0.67m



• **Détermination de la longueur de la bande « d »**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad d \leq \min\left(\frac{2.86}{2}, \frac{2}{3} 1.33\right) = 0.88 \text{ m}$$

On opte pour d=0,50m donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- **bande 1** de longueur d₁ (bande extrême)
- **bande 2** de longueur d₂ (bande centrale)

• **Ferraillage du voile :**

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t.

Pour ce qui est des parties comprimées : nous avons une contrainte maximale de compression

$\sigma = 9379.88 \text{ KN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression
Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

• **Calcul de la section d'acier**

Bande 1 : on a d=d₁=0.5m et e=25cm

$$\sigma_{max} = 4245.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1054.00 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 331.22 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{331.22 \cdot 10}{348} = 9.52 \text{ cm}^2$$

Bande 2 : on a d₂=L_t-d₁=0.17m et e=25cm

$$\sigma_1 = 1054.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à : $N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 22.40 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{30.67 \cdot 10}{348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2 %B.

Par conséquent chaque maille (d=0.5m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à : $A_{min} = 0.002 \times 1250 = 2.5 \text{ cm}^2$

Section d'acier /nappe /bande :

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = 4.76\text{cm}^2$

Bande 2 : $\frac{A_{\min}}{2} = 1.25\text{cm}^2$

- **Armature de couture :**

$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$ avec $T = 1.4 V_u$

$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 287.6 \times 10}{400} = 11.07\text{cm}^2$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature totale :**

Bande 1 : $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 6.14\text{cm}^2$ on adopte **6HA12 = 6.79cm²**

Bande 2 : $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 2.63\text{cm}^2$ on adopte **6HA10 = 4.71cm²**

- **Vérifications :**

- **Pourcentage minimal dans le voile :** Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$

$A_{\min} \geq \max \left(\frac{200 \times 25 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 200 \times 25 \right)$

$A_{\min} = 26.25\text{cm}^2$

La section totale adopté dans le voile est égale à :

$24\text{HA12} + 24\text{HA10} = 45.96\text{cm}^2$

condition vérifiée.

- **Armatures horizontales :**

$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$

$A_h \geq \max \left(\frac{45.96}{4}, 0.0015 \times 200 \times 25 \right)$

$A_h \geq 11.49\text{cm}^2$

$A_h = 11.50/2 = 5.75\text{cm}^2/\text{nappe}$

On adopte : **14 HA 8 (e=20cm) = 6.04 cm²**

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

- **BAEL 91 :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{287.6 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 0.64 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ « coura (ou 3.26MPa « accid)

condition vérifiée.

- **RPA 2003 :**

$\tau_b = \frac{V}{b_o d} = \frac{1.4 \times 287.6 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 0.90 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$

condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{1171.3 \times 10^3}{250 \times 2000 + 15 \times 45.96 \times 10^2} = 2.06 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

condition vérifiée.

c. Ferrailage :

• Ferrailage des voiles longitudinaux :

- Nos voiles V_{x1} et V_{x2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer un des deux :

▪ $V_{x1} = V_{x2}$

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
L [m]		2.00	2.025	2.05	2.10
ep [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
d [m]		0.5	0.506	0.512	0.525
Bande 1	d1 [m]	0.5	0.45	0.45	0.525
	σ_t [KN/m ²]	4245.5	1410.1	791	474.6
	σ_1 [KN/m ²]	1054	2.59	27.84	148.47
	N1 [kN]	331.22	79.46	46.06	40.88
	Av1 [cm ²]	9.52	2.28	1.33	1.17
Bande 2	d2 [m]	0.17	/	/	0.24
	σ_1 [KN/m ²]	1054	/	/	148.47
	σ_2 [KN/m ²]	0	/	/	0
	N2 [kN]	22.40	/	/	4.44
	Av2 [cm ²]	0.64	/	/	0.13
Amin / bandes [cm ²]		2.5	2.25	2.56	2.625
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		11.07	9.54	6.69	4.25
A1 / bandes [cm ²]= Av1/2		4.76	1.14	1.28	1.31
A2 / bandes [cm ²]= Av2/2		1.25	/	/	1.31
Atot1/nappe= A1+ Avj/8		6.14	2.33	2.12	1.84
Atot2/nappe= A2+ Avj/8		2.63	/	/	1.84
Choix par nappe/bande	Atot1 [cm ²]	5HA14 = 7.69	5HA14 =7.69	5HA12=5.65	5HA12 =5.65
	Atot2 [cm ²]	3HA12 = 3.39	/	/	3HA12 =3.39
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
	Bande2	10cm	/	/	10cm
Amin voile [cm ²]		26.25 CV	26.58 CV	26.90 CV	27.56 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	6.65	3.85	3.85	3.94
	Ado/nappe [cm ²]	RDC : 20HA10 (e=25cm)= 15.70, S.sols et étages courants : 15HA10 (e=20cm)=11.77			
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Effort tranchant Vu [kN]		287.6	247.8	173.9	110.4
Contraintes cisaillement	τ_b [MPa]	0.90 < 5.00 CV	0.76 < 5.00 CV	0.53 < 5.00 CV	0.33 < 5.00 CV
	τ_u [MPa]	0.64 < 2.50 CV	0.54 < 2.50 CV	0.37 < 2.50 CV	0.23 < 2.50 CV
Contraintes ELS	Ns [kN]	1171.3	961.3	697.3	136.4
	σ_{bc} [MPa]	2.02 < 15 CV	1.74 < 15 CV	1.25 < 15 CV	0.24 < 15 CV

Tableau VIII-1: Ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2} longitudinaux.

- De même pour les voiles V_{x3} et V_{x4} :
 - $V_{x3} = V_{x4}$

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
L [m]		2.00	2.025	2.05	2.10
ep [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
d [m]		0.5	0.506	0.512	0.525
Bande 1	d1 [m]	0.5	0.5	0.512	0.525
	σ_t [KN/m ²]	4439.8	1509.1	756.5	393.1
	σ_1 [KN/m ²]	1300.77	0	0	73.9
	N1 [kN]	358.79	93.10	50.19	30.64
	Av1 [cm ²]	10.30	2.67	1.44	0.88
Bande 2	d2 [m]	0.21	/	/	0.12
	σ_1 [KN/m ²]	1300.77	/	/	73.9
	σ_2 [KN/m ²]	0	/	/	0
	N2 [kN]	33.66	/	/	1.22
	Av2 [cm ²]	0.97	/	/	0.03
Amin / bandes [cm ²]		2.5	2.5	2.56	2.625
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		11.28	9.58	6.55	3.85
A1 / bandes [cm ²]= Av1/2		5.15	1.34	1.28	1.31
A2 / bandes [cm ²]= Av2/2		1.25	/	/	1.31
Atot1/nappe= A1+ Avj/8		6.56	2.53	2.09	1.80
Atot2/nappe= A2+ Avj/8		2.66	/	/	1.80
Choix des armatures par nappe/bande	Atot1 [cm ²]	5HA14 = 7.69	5HA14 =7.69	5HA12=5.65	5HA12 =5.65
	Atot2 [cm ²]	3HA12 = 3.39	/	/	3HA12 =3.39
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
	Bande2	10cm	/	/	10cm
Amin voile [cm ²]		26.25 CV	26.58 CV	26.90 CV	27.56 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	6.98	3.85	3.85	3.94
	Ado/nappe[cm ²]	RDC : 20HA10 (e=25cm)= 15.70, S.sols et étages courants : 15HA10 (e=20cm)=11.77			
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Effort tranchant Vu [kN]		293.1	249	170.3	100
Contraintes cisaillement	τ_b [MPa]	0.91<5.00 CV	0.76<5.00 CV	0.52<5.00 CV	0.30<5.00 CV
	τ_u [MPa]	0.65<2.50 CV	0.55<2.50 CV	0.37<2.50 CV	0.21<2.50 CV
Contraintes ELS	Ns [kN]	1022.9	893.4	685.9	148.7
	σ_{bc} [MPa]	1.76<15 CV	1.62<15 CV	1.23<15 CV	0.26<15 CV

Tableau VIII-2: Ferraillage des voiles V_{x4} et V_{x3} longitudinaux.

• Ferraillage des voiles transversaux :

- Nos voiles V_{y1} et V_{y2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailler un des deux
 - $V_{y1} = V_{y2}$

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
L [m]		3.40	3.45	3.50	3.60
ep [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
d [m]		0.85	0.8625	0.875	0.9
Bande 1	d1 [m]	0.85	0.8625	0.875	0.9
	σ [KN/m ²]	5782.8	4546.1	3343.2	2928.8
	σ 1[KN/m ²]	2305.8	1820.27	1364.55	1318.3
	N1 [kN]	859.41	686.37	514.91	477.79
	Av1 [cm ²]	24.70	19.72	14.80	13.73
Bande 2	d2 [m]	0.56	0.58	0.60	0.74
	σ 1[KN/m ²]	2305.8	1820.27	1364.55	1318.3
	σ 2[KN/m ²]	0	0	0	0
	N2 [kN]	162.47	131.04	102.92	121.40
	Av2 [cm ²]	4.67	3.76	2.96	3.49
Amin / bandes [cm ²]		4.25	4.31	4.37	4.50
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		19.66	18.40	13.80	4.47
A1 / bandes [cm ²]= Av1/2		12.35	9.86	7.4	6.86
A2 / bandes [cm ²]= Av2/2		2.33	2.15	2.18	2.25
Atot1/nappe= A1+ Avj/8		14.80	12.16	9.12	7.42
Atot2/nappe= A2+ Avj/8		4.80	4.45	3.90	2.80
Choix par nappe/bande	Atot1 [cm ²]	10HA14=15.38	10HA14=15.38	10HA12=11.30	10HA12=11.30
	Atot2 [cm ²]	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA10=3.93	5HA10=3.93
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
	Bande2	10cm	10cm	10cm	10cm
Amin voile [cm ²]		44.62	45.28	45.93	47.25
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	11.09	11.09	8.01	8.01
	Ado/nappe[cm ²]	RDC : 20HA10 (e=25cm)= 15.70, S.sols et étages courants : 15HA10 (e=20cm)=11.77			
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Effort tranchant Vu [kN]		510.6	478	358.3	116.1
Contraintes cisaillement	τ_b [MPa]	0.93<5.00 CV	0.86<5.00 CV	0.64<5.00 CV	0.20<5.00 CV
	τ_u [MPa]	0.66<2.50 CV	0.61<2.50 CV	0.45<2.50 CV	0.14<2.50 CV
Contraintes ELS	Ns [kN]	2021.3	1739.2	1330.4	132.8
	σ_{bc} [MPa]	2.06<15 CV	1.74<15 CV	1.37<15 CV	0.13<15 CV

Tableau VIII-3: Ferraillage des voiles V_{y1} et V_{y2} transversaux.

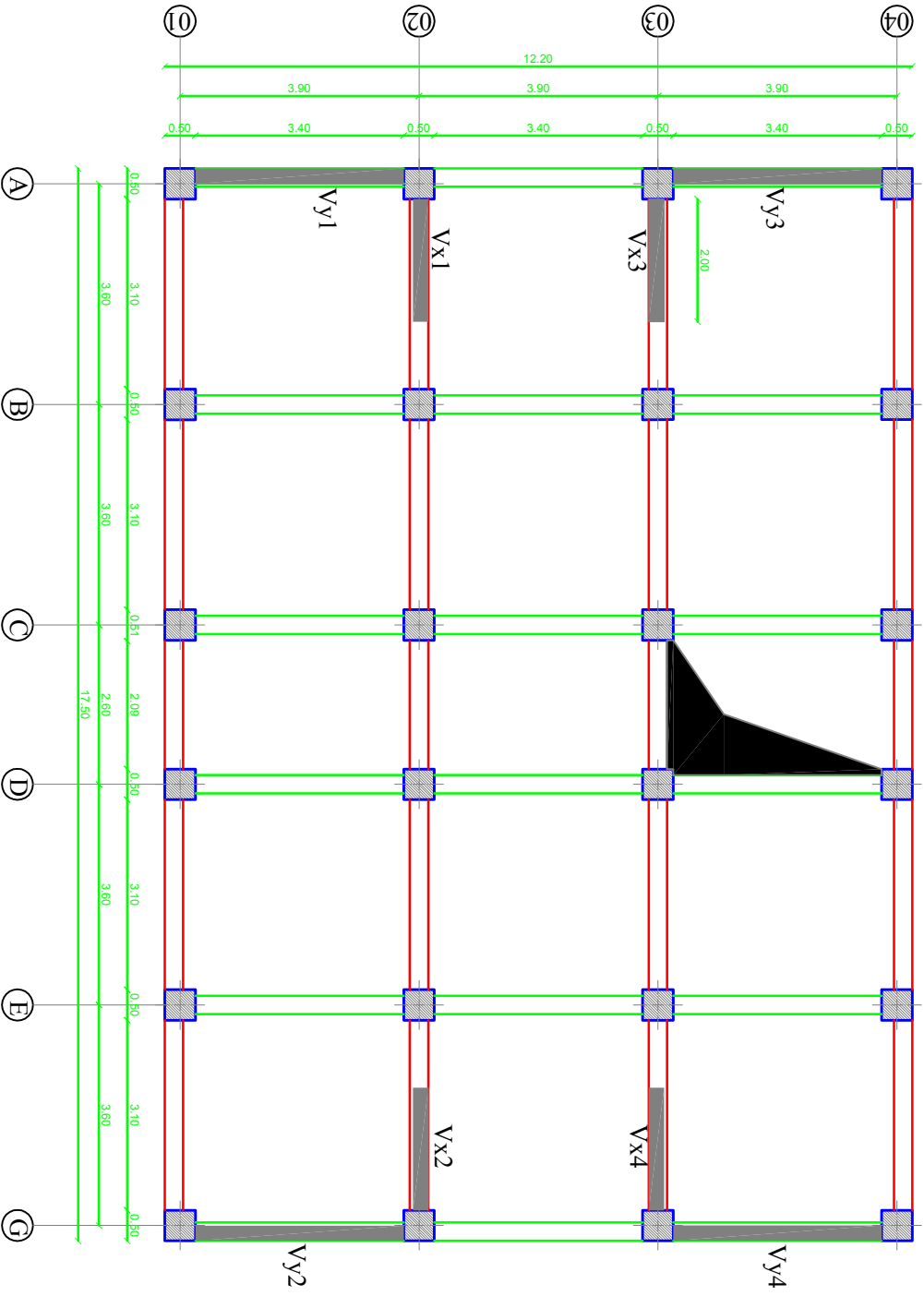
- De même pour les voiles V_{y3} et V_{y4} :

▪ $V_{y3} = V_{y4}$

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
L [m]		3.40	3.45	3.50	3.60
ep [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
d [m]		0.85	0.8625	0.875	0.9
Bande 1	d ₁ [m]	0.85	0.8625	0.875	0.9
	σ _t [KN/m ²]	4673.5	4189.5	3524.8	3165
	σ ₁ [KN/m ²]	1036.05	1189.72	1161.52	1449.02
	N ₁ [kN]	606.64	579.94	512.57	519.07
	A _{v1} [cm ²]	17.43	16.66	14.73	14.92
Bande 2	d ₂ [m]	0.25	0.34	0.43	0.76
	σ ₁ [KN/m ²]	1036.05	1189.72	1161.52	1449.02
	σ ₂ [KN/m ²]	0	0	0	0
	N ₂ [kN]	31.35	50.86	62.43	110.33
	A _{v2} [cm ²]	0.90	1.46	1.80	3.17
A _{min} / bandes [cm ²]		4.25	4.31	4.37	4.5
Armatures de couture Av _j [cm ²]/L		18.77	17.72	13.90	4.27
A ₁ / bandes [cm ²]= Av ₁ /2		8.71	8.33	7.36	7.46
A ₂ / bandes [cm ²]= Av ₂ /2		2.12	2.15	2.18	2.25
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Av _j /8		11.06	10.54	9.10	8.00
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Av _j /8		4.47	4.37	3.92	2.78
Choix par nappe/bande	A _{tot1} [cm ²]	10HA14=15.38	10HA14=15.38	10HA12=11.30	10HA12=11.30
	A _{tot2} [cm ²]	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA10=3.93	5HA10=3.93
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
	Bande2	10cm	10cm	10cm	10cm
A _{min} voile [cm ²]		44.62	45.28	45.93	47.25
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	11.09	11.09	8.01	8.01
	Ado/nappe[cm ²]	RDC : 20HA10 (e=25cm)= 15.70, S.sols et étages courants : 15HA10 (e=20cm)=11.77			
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Effort tranchant V _u [kN]		487.7	460.3	361.1	110.9
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0.89<5.00 CV	0.83<5.00 CV	0.64<5.00 CV	0.19<5.00 CV
	τ _u [MPa]	0.63<2.50 CV	0.59<2.50 CV	0.46<2.50 CV	0.14<2.50 CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	2708.7	2229.1	1624.2	188.3
	σ _{bc} [MPa]	2.75<15 CV	2.24<15 CV	1.67<15 CV	0.19<15 CV

Tableau VIII-4: Ferraillage des voiles V_{y3} et V_{y4} transversaux.

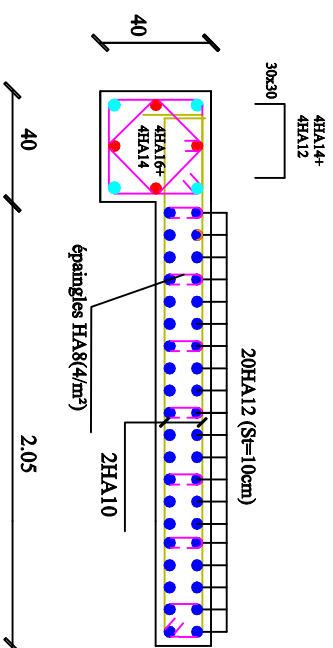
Remarque : la méthode des bandes n'est pas applicable pour notre cas de voiles (voile en L)
Les calculs doivent être faits comme dans les cours de béton en **Master1**.



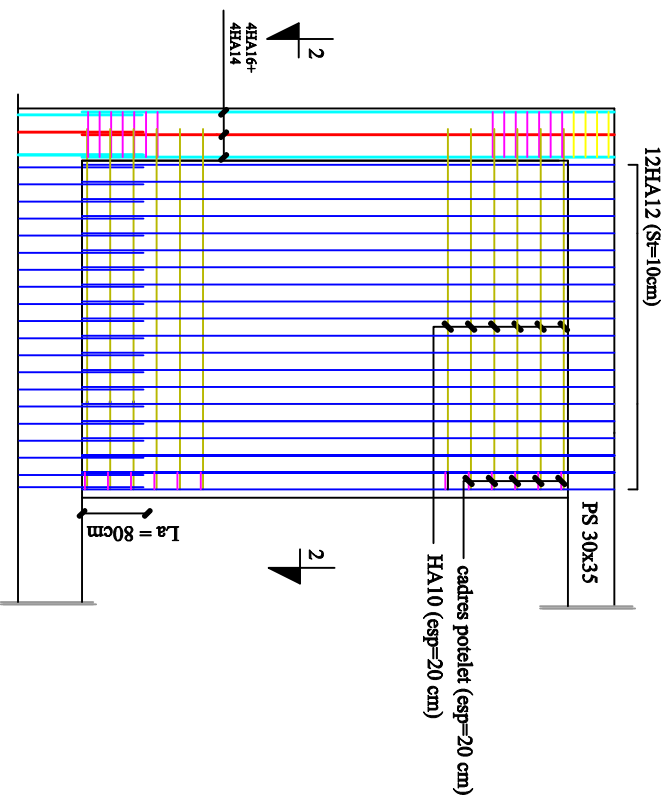
IDENTIFICATION DES VOILES

e=25 cm , 1er au 6ème étage zones 3 et 4

Coupe 2-2

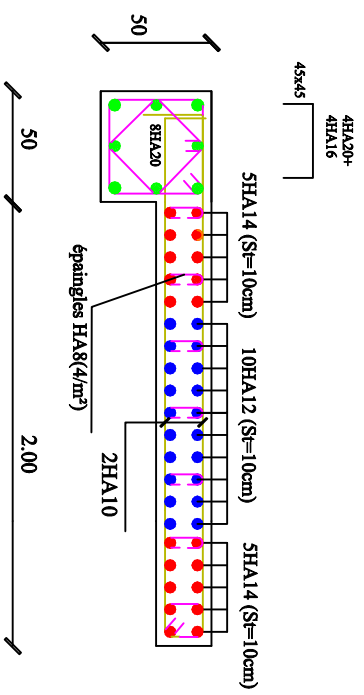


6ème étage

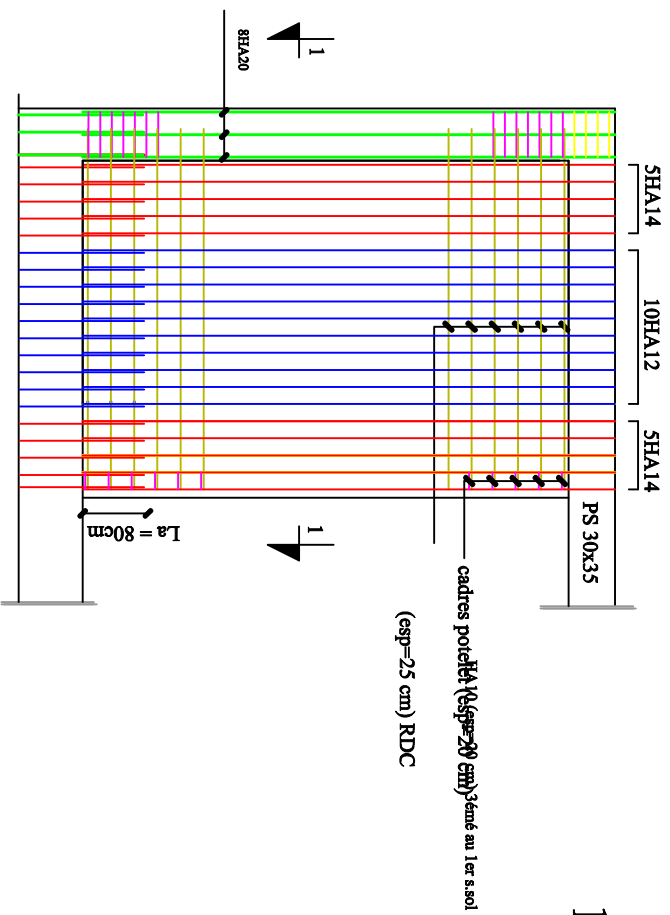


e=25 cm , 3ème s.sol au RDC zones 1 et 2

Coupe 1-1



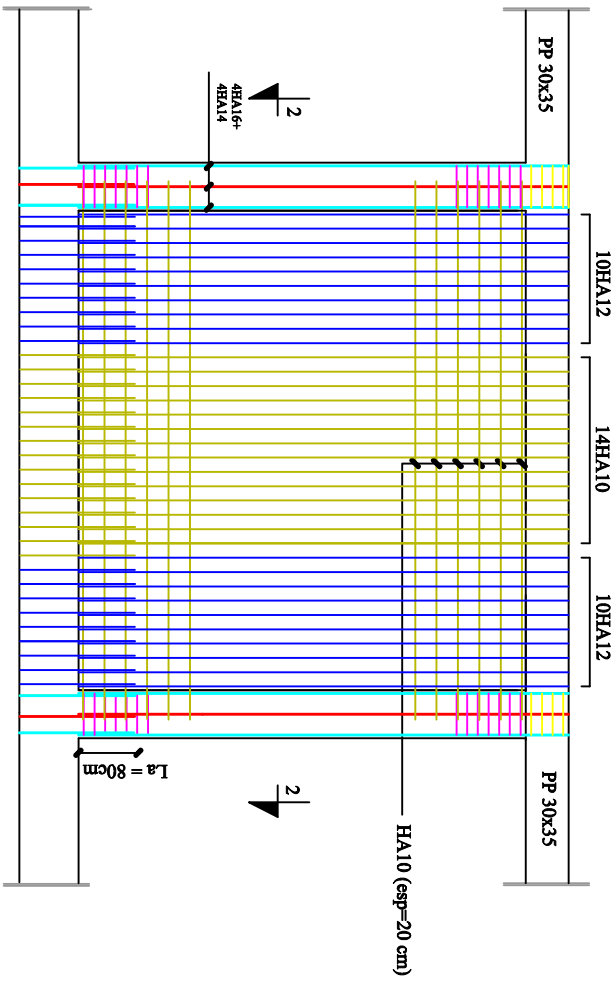
1 er s.sol et RDC



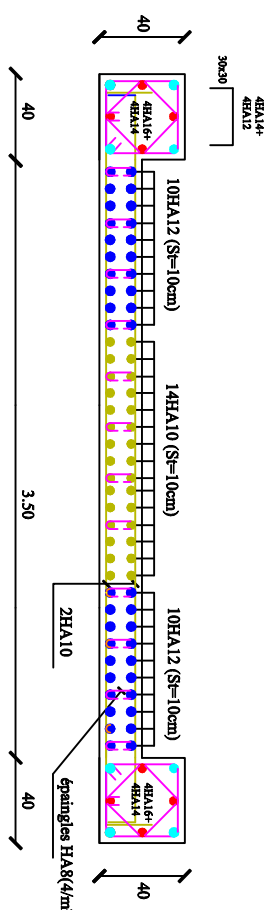
VOILES SENS X-X

e=25 cm , 1er au beme etage zones 3 et 4

Coupe 2-2



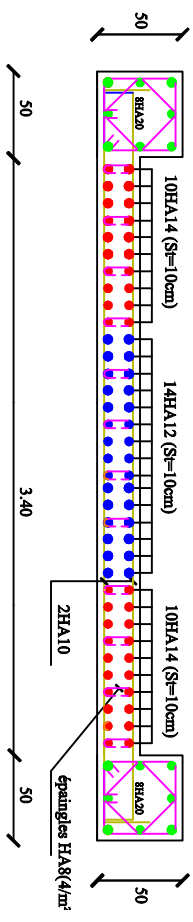
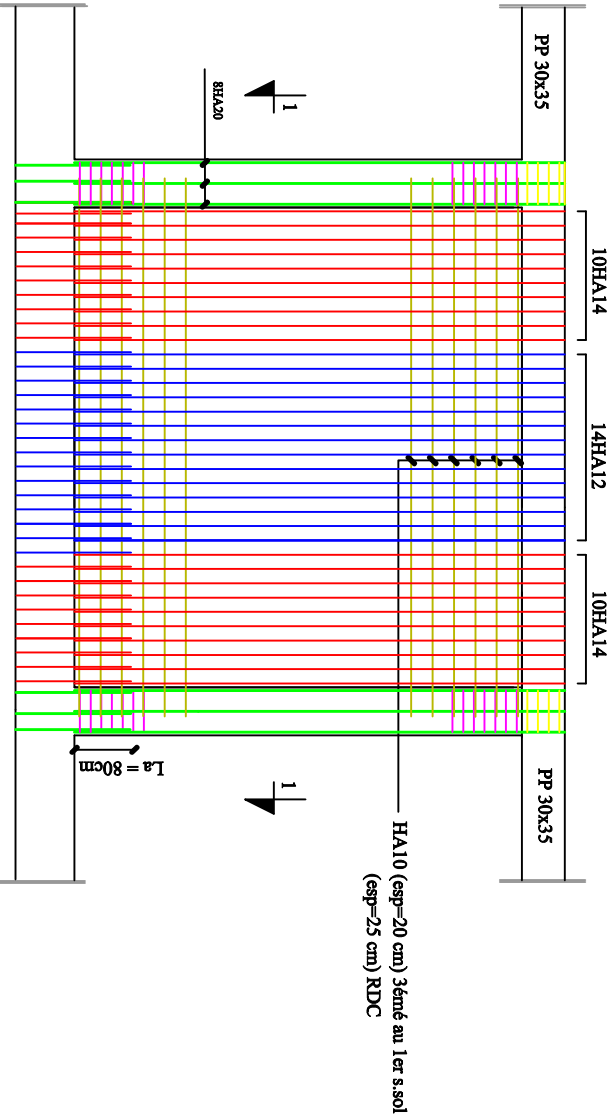
6ème etage



e=25 cm , 3ème s.sol au RDC zones 1 et 2

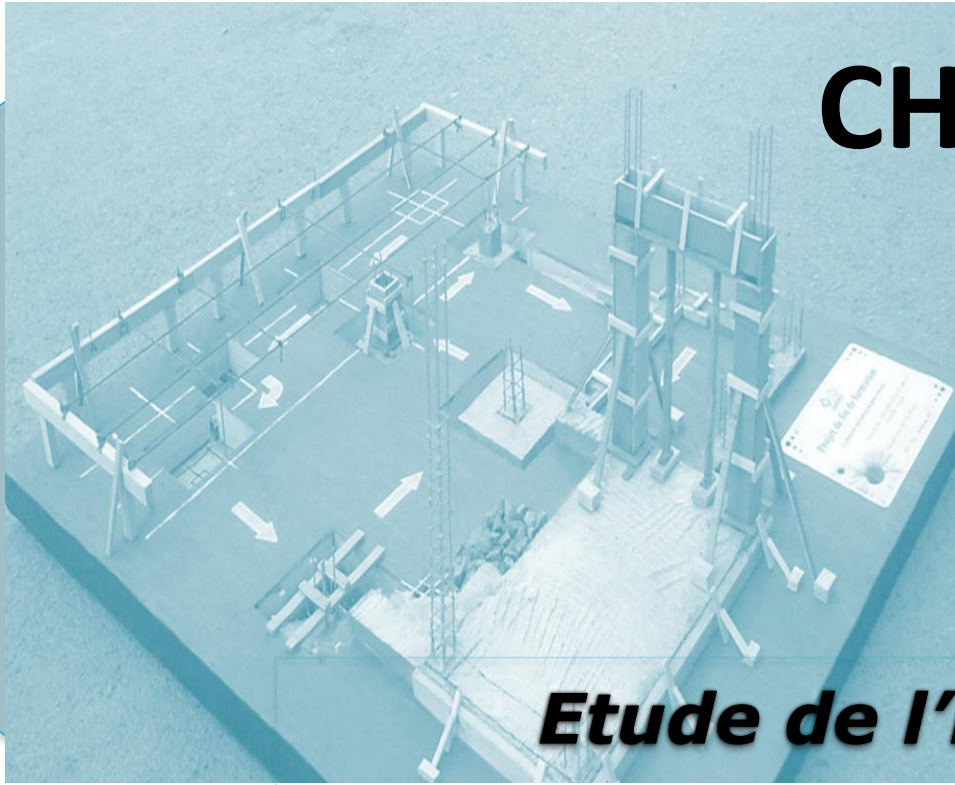
1 er s.sol et RDC

Coupe 1-1



VOILES SENS Y-Y

CHAPITRE IX



Etude de l'infrastructure.

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **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 s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

I. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

II. 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.
- Facilité d'exécution.
- Economie.

Remarque :

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

A. Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

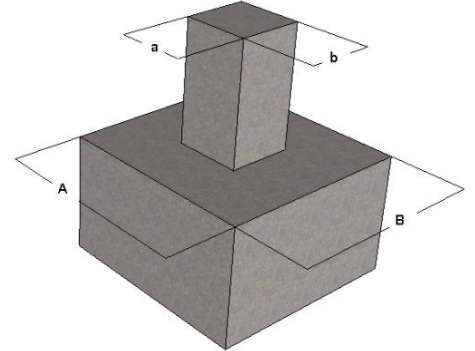
Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1$$

D'où $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \text{ avec } N_{ser}=1412.1\text{KN et } \sigma_{sol}=0.2\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1412.1}{200}} = 2.66\text{m} \quad A=B= 2.66\text{m}$$



Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

B. Semelles filantes :

a. Semelles sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident 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 des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{max} = \frac{R}{L} (1 + \frac{6e}{L})$, $q_{min} = \frac{R}{L} (1 - \frac{6e}{L})$ et $q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L} (1 + \frac{3e}{L})$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$$

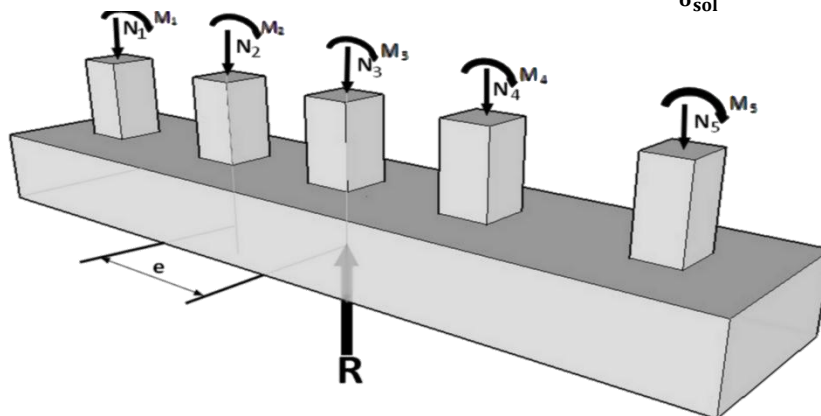


Figure. IX -1: Semelle filante.

b. Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique transversal (C)

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	N _i =G+Q (KN)	Moment (kN.m)	e _i (m)	N _i x e _i (KN.m)
1	1104.20	2.70	5.85	6459.57
2	1412.21	6.27	1.95	2753.81
3	1188.50	1.52	-1.95	-2317.57
4	1166.60	3.23	-5.85	-6824.61
somme	R=4871.51	13.72		71.19

Tableau. IX -1: résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{71.19 + 13.72}{4871.51} = 0.017m$$

$$e = 0.017m \leq \frac{L}{6} = \frac{12.20}{6} = 2.03m \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{4871.51}{12.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.017}{12.2}\right) = 402.72 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{4871.51}{12.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.017}{12.2}\right) = 395.88 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{4871.51}{12.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.017}{12.2}\right) = 401.02 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{401.02}{200} = 2.005m$$

D'où La surface de la semelle filante sous poteaux : $S_p = B \times L = 2.005 \times 12.20 = 24.46m^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_{Ptot} = 24.46 \times 6 = 146.76m^2$

c. Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \text{d'où } B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

- Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens x-x**

voile	N _s =G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = BxL (m ²)
V _{x1}	1171.3	2.00	2.93	5.85
V _{x2}	1171.3	2.00	2.93	5.85
V _{x3}	1022.9	2.00	2.56	5.11
V _{x4}	1022.9	2.00	2.56	5.11

Tableau. IX -2: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x».

- **Sens y-y**

voile	N _s =G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = BxL (m ²)
V _{y1}	2021.3	3.40	2.97	10.10
V _{y2}	2021.3	3.40	2.97	10.10
V _{y3}	2708.7	3.40	3.98	13.54
V _{y4}	2708.7	3.40	3.98	13.54

Tableau. IX -3: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y».

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $S_{vtot} = \sum B_i \times L_i = 69.24m^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est : $S_t = S_{ptot} + S_{vtot} = 146.76 + 69.24 = 216m^2$

- Calcul du rapport $\left(\frac{S_t}{S_{batiment}}\right)$

$$\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{216}{213.5} = 1.01 \quad \text{c.à.d : } \mathbf{101\% \text{ de la surface de l'assise}}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol}=2bars$), les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles filantes.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

C. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une meilleure rigidité.

a. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins **25cm**.

Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voile:** $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec $L_{max}=3.40m$

$$42.5cm \leq h \leq 68cm \quad \text{On prend : } h = 65cm.$$

- **Sous poteau :**

- La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec Une hauteur minimale de 25cm}$$

L_{max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs $L_{max} = 3.90m$

$$h_d \geq 19.5cm \quad \text{On prend : } h_d = 40cm.$$

- La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h_n \geq 39cm \quad \text{On prend : } h_n = 150cm.$$

- Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

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 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj}=3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 3.90\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.75m \quad \text{soit } h=150cm$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures: **h =150cm;**

Largeur de la nervure : **b = 75cm.**

Hauteur de la dalle : **h_d = 40 cm.**

b. Détermination des efforts :

D'après le (BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \text{ avec } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{déb} \geq 50\text{cm} \qquad \text{On prend : } L_{déb} = \mathbf{75\text{cm.}}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bât} + S_{débords} = 221 + (12.45+19.25) \times 2 \times 0.75 = \mathbf{268.60 \text{ m}^2}.$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- Les charges permanentes G :

G1 : charges permanentes de la superstructure

$$G1 = 25969.5 \text{ KN}$$

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G2 = G \text{ dalle} + G \text{ nervure} + G \text{ (T.V.O)} + G \text{ dalle flottante}$$

$$G \text{ dalle} = 268.60 \times 0.4 \times 25 = 2686 \text{ KN}$$

$$G \text{ nervure} = [(1.5-0.4) \times 0.75 \times 12.45 \times 25 \times 6]$$

$$+ [((1.5-0.4) \times 0.75 \times 19.25) - (0.75 \times 6)] \times 25 \times 4 = 2678.80 \text{ kN.}$$

$$G \text{ (T.V.O)} = (1.5-0.5) \times 125.21 \times 17 = 2128.60 \text{ KN}$$

$$G \text{ dalle flottante (ép=10cm)} = 221 \times 0.10 \times 25 = 552.50\text{kN}$$

$$G 2 = 8046 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{tot} = G1+G2 = 34015.50 \text{ kN}}$$

- Les surcharges d'exploitations Q :

$$Q1 : \text{ surcharges de la superstructure } Q1 = 6032.9 \text{ kN}$$

$$Q2 : \text{ surcharges de l'infrastructure } Q2 = 268.60 \times 5 = 1343 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{Q_{tot} = Q1+Q2 = 7376 \text{ kN}}$$

c. Combinaisons d'actions :

$$\text{Etat Limite Ultime : } N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{56985 \text{ kN.}}$$

$$\text{Etat Limite de Service : } N_s = G + Q = \mathbf{41391.50 \text{ Kn}}$$

• **Surface du radier :**

$$\text{A l'ELU: } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{56985}{1.33 \times 200} = 214.23 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{41391.50}{200} = 206.95 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 268.60\text{m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 214.23\text{m}^2$$

Condition vérifiée.

• **Centre de gravité de la semelle du radier :**

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

$$X_G = 9.625\text{m}$$

$$Y_G = 6.975\text{m}$$

• **Moments d'inertie de la semelle du radier :**

$$I_{xx} = 4345.84 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad I_{yy} = 8292.50 \text{ m}^4$$

d. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal « N » due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);

- Moment de renversement « M » due au séisme dans le sens considéré: $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

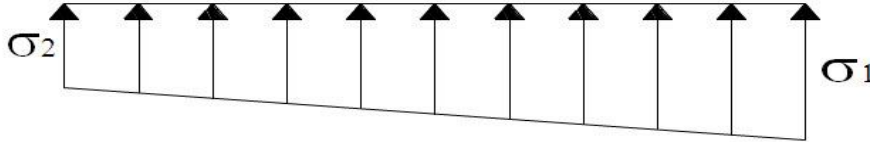


Figure. IX -2. Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$$

- Calcul des moments :

$$M_x = 35605.13 + (1383.00 \times 1.50) = 37680 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 30574.82 + (1602.40 \times 1.50) = 32978.50 \text{ KN.m}$$

- Sens x-x (longitudinal):

ELU : $M_x = 37680 \text{ KN.m}$ et $N_u = 56985 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{56985}{268.60} + \frac{37680}{8292.50} 9.625 = 256 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{56985}{268.60} - \frac{37680}{8292.50} 9.625 = 168.42 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(256) + 168.42}{4} = 234.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 234.11 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_x = 37680 \text{ KN.m}$ et $N_s = 41391.50 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{41391.50}{268.60} + \frac{37680}{8292.50} 9.625 = 197.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{41391.50}{268.60} - \frac{37680}{8292.50} 9.625 = 110.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(197.83) + 110.36}{4} = 176 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 176 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- Sens y-y (transversal):

ELU : $M_y = 32978.50 \text{ KN.m}$ et $N_u = 56985 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{56985}{268.60} + \frac{32978.50}{4345.84} 6.975 = 265.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{56985}{268.60} - \frac{32978.50}{4345.84} 6.975 = 159.23 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(265.08) + 159.23}{4} = 238.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 238.62 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_y = 32978.50 \text{ kN.m}$; $N_s = 41391.50 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{41391.50}{268.60} + \frac{32978.50}{4345.84} 6.975 = 207.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{41391.50}{268.60} - \frac{32978.50}{4345.84} 6.975 = 101.17 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(207.03) + 101.17}{4} = 180.56 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 180.56 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ **Condition vérifiée.**

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS		Obs
	σ_m (bars)	$1.33\sigma_{sol}$ bars	σ_m (bars)	σ_{sol} (bars)	
Sens x-x	2.34	2.66	1.76	2.00	CV
Sens y-y	2.38	2.66	1.80	2.00	CV

Tableau. IX -4 : vérification de la stabilité du radier.

a. Vérification à l'effort sous pressions :

$$p \geq \alpha S_{rad} \gamma z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,50 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$P = G_{tot} = 34015.50 \text{ KN}$$

$$\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 268.60 \times 10 \times 1.50 = 6043.50 \text{ KN}$$

$$P = 34015.50 \text{ KN} \geq 6043.50 \text{ KN} \text{ Pas de risque de soulèvement de la structure}$$

Condition vérifiée.

b. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

• **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

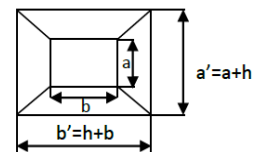
N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1944.80kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 110cm

$$U_c = (a+b + 2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.10) \times 2 = 6.40 \text{ m}$$

$$N_u = 1944.80 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.40 \times 25000 = 7200 \text{ KN}$$



Condition vérifiée.

• **Vérification pour les voiles**

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur **b = 1 m**

$$N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$$

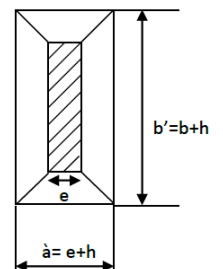
N_u : charge de voile à L'ELU égale à 3731.90kN

U_i : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 110cm

$$U_c = (e+b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1.00 + 2 \times 1.10) \times 2 = 6.90 \text{ m}$$

$$N_u = 3731.90 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.90 \times 25000 = 7762.50 \text{ KN}$$



Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b=1m, d=0.9h_d=0.9 \times 0.40 = 0.36m$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\text{Avec : } V_u^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b L_{max}}{2 S_{rad}} = \frac{56985 \times 1 \times 3.90}{2 \times 268.60} = 413.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{413.70 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 1.15MPa < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification au renversement:**(Art 10.1.5. du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{32978.50}{41391.50} = 0.80m < \frac{13.95}{4} = 3.48m$$

Condition vérifiée.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{37680}{41391.50} = 0.96m < \frac{19.25}{4} = 4.81m$$

Condition vérifiée.

c. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifiée99) La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous : avec $L_x < L_y$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)}$$

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque : le ferrailage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple

d. Ferrailage du tablier (dalle) :

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.85}{3.15} = 0.905 \quad \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

• **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

$$\text{ELU : } \sigma_m^{max} = \max (234.11, 238.62) = 238.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{max} = \max (176, 180.56) = 180.56 \text{ KN/m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_u \text{ rad}}{S_{rad}} \right) \cdot 1m = \left(238.62 - \frac{12876.6}{268.60} \right) = 190.70 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_s \text{ rad}}{S_{rad}} \right) \cdot 1m = \left(180.56 - \frac{9389}{268.60} \right) = 145.60 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'état limite ultime :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.91 \quad \text{Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.046 \quad \text{et } \mu_y = 0.778$$

• **Moment isostatique :**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.046 \times 190.70 \times (2.85)^2 = 71.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.778 \times 71.25 = 55.43 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.85 : pour les moments en travées,
- 0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- 0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 35.625 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 27.715 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t,x} = 60.56 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 47.115 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage suivant x-x :**

- **Sur appuis :** $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{35.625 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.625 \times 10^3}{0.992 \times 40 \times 348} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 2.60 \text{ cm}^2$ Soit : **5 HA12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

- **En travée :** $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{60.56 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60.56 \times 10^3}{0.986 \times 40 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{t,x} = 4.41 \text{ cm}^2$ Soit : **5 HA12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

• **Ferraillage suivant y-y :**

- **Sur appuis :** $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{27.715 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.715 \times 10^3}{0.994 \times 40 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 2.01 \text{ cm}^2$ Soit : **5 HA12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

- **En travée :** $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{47.115 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.115 \times 10^3}{0.990 \times 40 \times 348} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

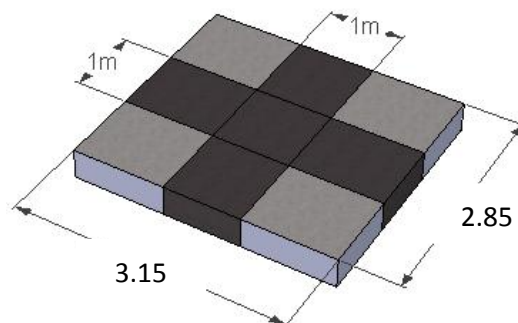
$A_{t,x} = 3.42 \text{ cm}^2$ Soit : **5 HA12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

• **Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :**

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	5 HA12/ml	5 HA12/ml
Armatures en travée	5 HA12/ml	5 HA12/ml

Tableau. IX -5: Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.



e. Vérification à l'état limite ultime :

• **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 W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.
 Pour notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$ pour les HA FeE400

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3-0.905)}{2} = 0.000838$$

$$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0.000838 \times 100 \times 40 = 3.35 \text{ cm}^2$$

En appuis: $A_{\min x} = 3.35 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travée : $A_{\min x} = 3.35 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à L_y :**

$$A_{\min y} = W_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.20 \text{ cm}^2$$

En appuis: $A_{\min x} = 3.20 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travée : $A_{\min x} = 3.20 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

• **Espacements des armatures :**

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min\{2h, 25\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{80\text{cm}, 25\text{cm}\}$$

Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{120\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.44 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :** (au milieu de L_x)

$$T_u = \frac{P}{3 L_y} = \frac{190.70 \times 3.15 \times 2.85}{3 \times 3.15} = 181.65 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :** (au milieu de L_y)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{190.70 \times 3.15 \times 2.85}{2 \times 3.15 + 2.85} = 187.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{187.10 \times 10^3}{1000 \times 400} = 0.47 \text{ MPa} \leq 0.44 \frac{25000^{1/2}}{1.5} = 1.47 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

f. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.905 \text{ Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.046 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.046 \times 145.60 \times (2.85)^2 = 54.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.778 \times 54.40 = 42.32 \text{ KN.m}$$

- Sens x-x :
 - Moments sur appuis :

$$M_{a,x} = 27.20 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 21.16 \text{ KN.m}$$
 - Moments en travée :

$$M_{t,x} = 46.24 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 35.97 \text{ KN.m}$$

sens	désignation	Moment à l'ELS	As à l'ELS	As adopté à l'ELU	obs	Ferraillage à l'ELS
x-x	appuis	27.20	1.96	5.65	CV	5 HA12/ml
	travée	46.24	3.35	5.65	CV	5 HA12/ml
y-y	appuis	21.16	1.53	5.65	CV	5 HA12/ml
	travée	35.97	2.60	5.65	CV	5 HA12/ml

Tableau. IX -6: moments en travée.

g. Ferraillage des nervures :

- Détermination des sollicitations :

$$q_u = 190.70 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 145.60 \text{ KN/ml}$$

Remarques

- Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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.

- Sens x-x :
Le chargement qui revient à toutes les files longitudinales est **triangulaire**

$$\begin{aligned} \text{Effort tranchant :} & \quad L_t = 0.25L_x \\ \text{Moment fléchissant :} & \quad L_m = 0.33L_x \end{aligned}$$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans les tableaux suivants

- A gauche de la nervure :

travée	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	q_u (KN)	L_m (m)	L_t (m)	q_u m (KN)	q_u t (KN)
A-B	2.85	2.85	1	190.70	0.94	0.712	179.35	135.87
B-C	2.85	2.85	1	190.70	0.94	0.712	179.35	135.87
C-D	1.85	1.85	1	190.70	0.61	0.46	116.42	88.20
D-E	2.85	2.85	1	190.70	0.94	0.712	179.35	135.87
E-F	2.85	2.85	1	190.70	0.94	0.712	179.35	135.87

Tableau. IX -7: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

- A droite de la nervure :
Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

travée	q_u m totale (KN)	q_u t totale (KN)
A-B	358.71	271.75
B-C	358.71	271.75
C-D	232.85	176.40
D-E	358.71	271.75
E-F	358.71	271.75

Tableau. IX -8: charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

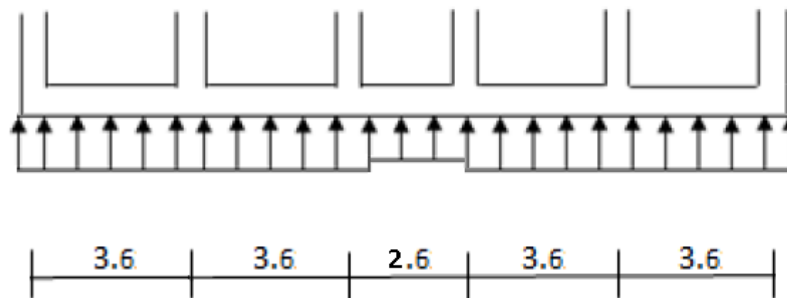
Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans le tableau suivant

travée	q_s m totale (KN)	q_s t totale (KN)
A-B	273.87	207.50
B-C	273.87	207.50
C-D	177.77	134.70
D-E	273.87	207.50
E-F	273.87	207.50

Tableau. IX -9: charges revenant à la gauche et la droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• **Détermination des sollicitations :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant



▪ **Moments sur appuis :**

appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
A	409.73	289.96
B	441.95	313.24
C	280.85	196.84
D	280.85	196.84
E	441.95	313.24
F	409.73	289.96

Tableau. IX -10: Moments sur appuis.

▪ **Moments en travée :**

travée	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
A-B	3.60	200.84	142.07
B-C	3.60	265.27	188.63
C-D	2.60	60.33	46.33
D-E	3.60	265.25	188.63
E-F	3.60	200.84	142.07

Tableau. IX -11: Moments en travée.

▪ Efforts tranchants :

	travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
E.L.U	T _i (kN)	532.90	574.30	265.90	505.30	546.70
	T _j (kN)	546.70	505.30	265.90	574.30	532.90
E.L.S	T _i (kN)	368.60	398	175.10	349	378.40
	T _j (kN)	378.40	349	175.10	398	368.60

Tableau. IX -12: Efforts tranchants à l'ELU et ELS.

Sens y-y :

Le chargement qui revient à toutes les files transversales est trapézoïdal

Effort tranchant : $L_t = L_x (0.5 - \rho_x/4)$

Moment fléchissant : $L_m = L_x (0.5 - \rho_x^2/6)$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file B) sont résumées dans les tableaux suivants

▪ A gauche de la nervure :

travée	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	q _u (KN)	Lm (m)	Lt (m)	q _u m (KN)	q _u t (KN)
1-2	2.85	3.15	0.9	190.70	1.04	0.78	197.60	148.81
2-3	2.85	3.15	0.9	190.70	1.04	0.78	197.60	148.81
3-4	2.85	3.15	0.9	190.70	1.04	0.78	197.60	148.81

Tableau. IX -13: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

▪ A droite de la nervure :

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite. D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

travée	q _u m totale (KN)	q _u t totale (KN)
1-2	395.20	297.63
2-3	395.20	297.63
3-4	395.20	297.63

Tableau. IX -14: charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

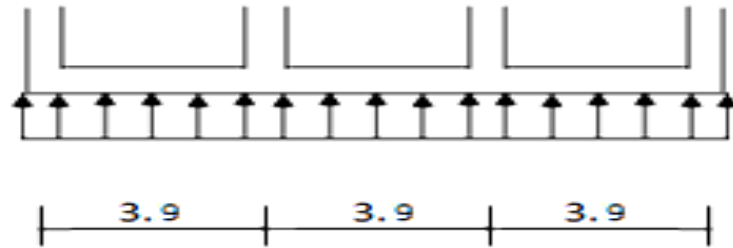
Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans le tableau suivant

travée	q _s m totale (KN)	q _s t totale (KN)
1-2	301.73	227.24
2-3	301.73	227.24
3-4	301.73	227.24

Tableau. IX -15: charges revenant à la gauche et droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• Détermination des sollicitations :

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant



▪ Moments sur appuis :

appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
1	536.56	382.44
2	536.56	382.44
3	536.56	382.44
4	536.56	382.44

Tableau. IX -17: Moment sur appuis.

▪ Moments en travée :

travée	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
1-2	3.90	268.28	191.22
2-3	3.90	268.28	191.22
3-4	3.90	268.28	191.22

Tableau. IX -18: Moments en travée.

▪ Efforts tranchants :

	travée	1-2	2-3	3-4
E.L.U	T _i (KN)	635.20	635.20	635.20
	T _j (KN)	635.20	635.20	635.20
E.L.S	T _i (KN)	443.10	443.10	443.10
	T _j (KN)	443.10	443.10	443.10

Tableau. IX -19: Efforts tranchants.

h. Calcul du Ferrailage des nervures :

• Sens x-x

▪ Nervure centrale File 02

zone	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A adaptée
A	409.73	0.018	S.S.A	0.992	14.96	5HA20 =15.70 cm ²
A-B	200.84	0.009	S.S.A	0.996	7.35	5HA20 =15.70 cm ²
B	441.95	0.019	S.S.A	0.991	16.75	5HA20 + (1HA14)=17.24 cm ²
B-C	265.27	0.011	S.S.A	0.995	9.80	5HA20 =15.70 cm ²
C	280.85	0.012	S.S.A	0.995	10.02	5HA20 =15.70 cm ²
C-D	60.33	0.003	S.S.A	0.999	2.05	5HA20 =15.70 cm ²
D	280.85	0.012	S.S.A	0.995	10.06	5HA20 =15.70 cm ²
D-E	265.27	0.011	S.S.A	0.995	9.80	5HA20 =15.70 cm ²
E	441.95	0.019	S.S.A	0.991	16.75	5HA20 + (1HA14)=17.24 cm ²
E-F	200.84	0.009	S.S.A	0.996	7.35	5HA20 =15.70 cm ²
F	409.73	0.018	S.S.A	0.992	14.96	5HA20 =15.70 cm ²

Tableau. IX -20: Calcul du ferrailage de la nervure centrale file 02.

- Sens y-y
 - Nervure centrale File B

zone	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A adaptée
1	536.56	0.023	S.S.A	0.989	20.02	5HA20+ (3HA14)=20.32 cm ²
1-2	268.28	0.012	S.S.A	0.995	9.95	5HA20 =15.70 cm ²
2	536.56	0.023	S.S.A	0.989	20.02	5HA20+ (3HA14)=20.32 cm ²
2-3	268.28	0.012	S.S.A	0.995	9.95	5HA20 =15.70 cm ²
3	536.56	0.023	S.S.A	0.989	20.02	5HA20+ (3HA14)=20.32 cm ²
3-4	268.28	0.012	S.S.A	0.995	9.95	5HA20 =15.70 cm ²
4	536.56	0.023	S.S.A	0.989	20.02	5HA20+ (3HA14)=20.32 cm ²

Tableau. IX -21: Calcul du ferrailage de la nervure centrale file B.

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = \frac{3}{1 \times 1.5} = 2.00 \text{ cm}^2 \rightarrow 1.00 \text{ cm}^2 \text{ par paroi}$$

Nous adopterons une barre en HA12=1,13cm² comme armature de peau

i. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 75 \times 148 \times \frac{2.1}{400} = 13.40 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_s > A_{min} = 13.40 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y : $A_s > A_{min} = 13.40 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{max} = 635.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{635.20}{75 \times 148} = 0.57 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e/\gamma_s} = \frac{635.20 \times 10^3 - \frac{536.56 \times 10^6}{0.9 \times 1480}}{348} = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{appuis} = 15.70 \text{ cm}^2 > A_u = 6.67 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 75 \times 0.9 \times 148 \times \frac{25}{1.5} = 66600 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 635.20 \text{ KN} < 66600 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :** (Art. A.6.1, 3, BAEL 91/99).

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{635.20}{0.9(148) \times 17.681} = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i: \text{ Somme des périmètres utilisés des armatures.} \quad \sum u_i = \sum (\pi \times \phi i) = 17.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.70 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Calcul des armatures transversales :**

▪ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\varphi = \min \left\langle \varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\rangle = \min (14, 42.85, 75) = 14 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : **6 HA 8 = 3.02 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

▪ **Calcul des espacements des barres transversales :** (Art. A.5.1, 232 / BAEL91/99)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})} = \frac{4.02 \times 0.9 \times 400}{75 \times 1.15 (1.24 - 0.14 \times 5)} = 31.07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 31.07 \text{ cm}$$

▪ **Espacement max des armatures transversales :** (Art. A.5.1,22 / BAEL91/99)

$$S_{tmax} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min (133.2\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

▪ **Selon** (RPA version 2003 Art 7.5.2.2)

En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 S b \quad S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{4.02}{0.003 \times 75} = 17.86 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (h/4, 12\varphi_1) = \min (37.5\text{cm}, 16.8\text{cm}) = 16.8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (31.07\text{cm}, 40\text{cm}, 16.8\text{cm}) = 16.8 \text{ cm}$$

On opte pour **S_t=10cm**

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq h/2 = 150/2 = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (31.07\text{cm}, 40\text{cm}, 75\text{cm}) = 31.07 \text{ cm}$$

On opte pour **S_t=10cm**

• **Vérification de la section minimale du RPA :**

$$A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 75 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adap}} = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

j. **Vérification à L'ELS :**

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **En appuis :**

$$\mu = 0.023$$

$$\alpha = 0.0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{536.56}{382.44} = 1.40$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0279 < \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\mu = 0.011$$

$$\alpha = 0.0151$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{268.28}{191.22} = 1.40$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0151 < \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

Condition vérifiée

Conclusion :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

k. Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

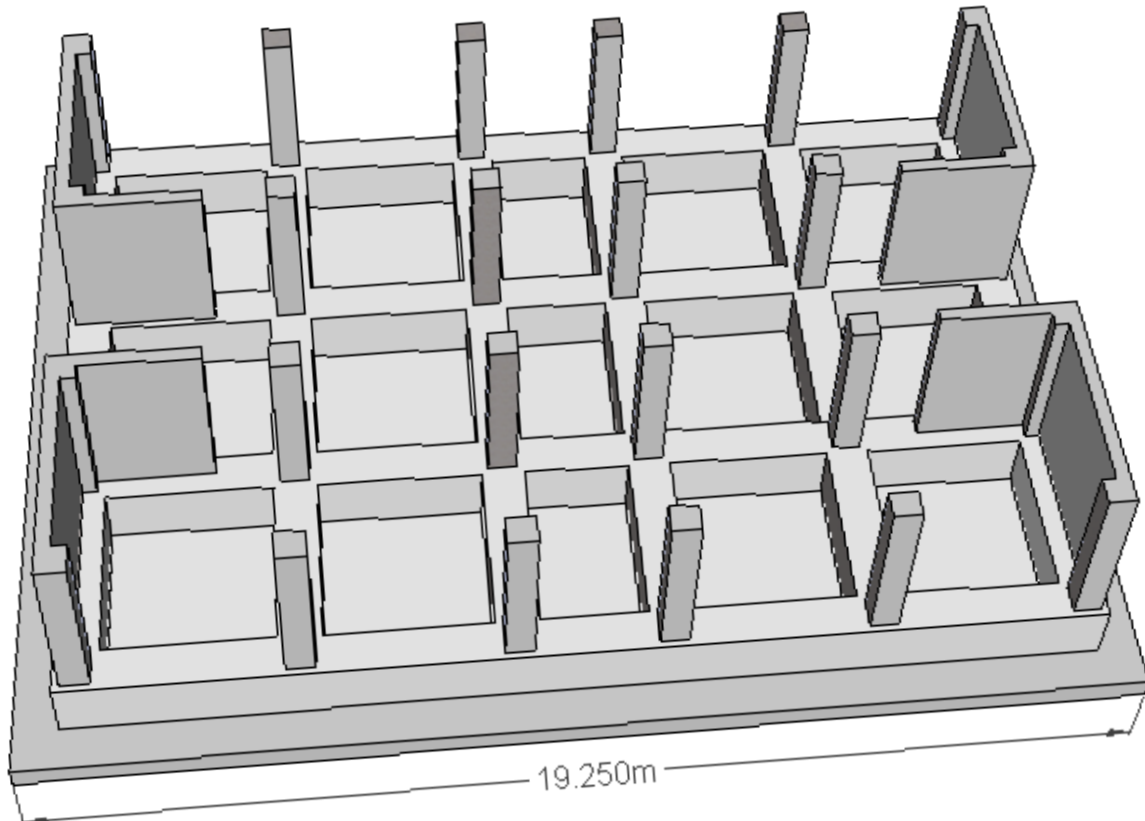
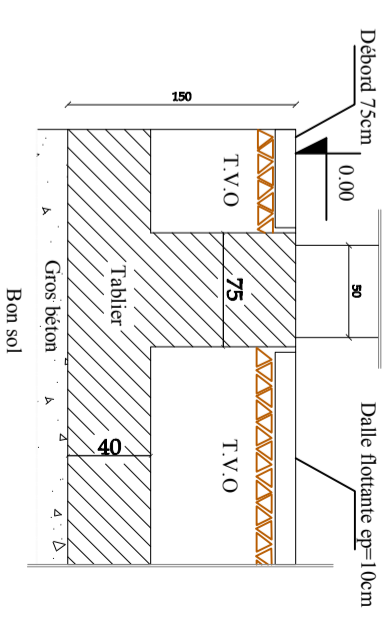
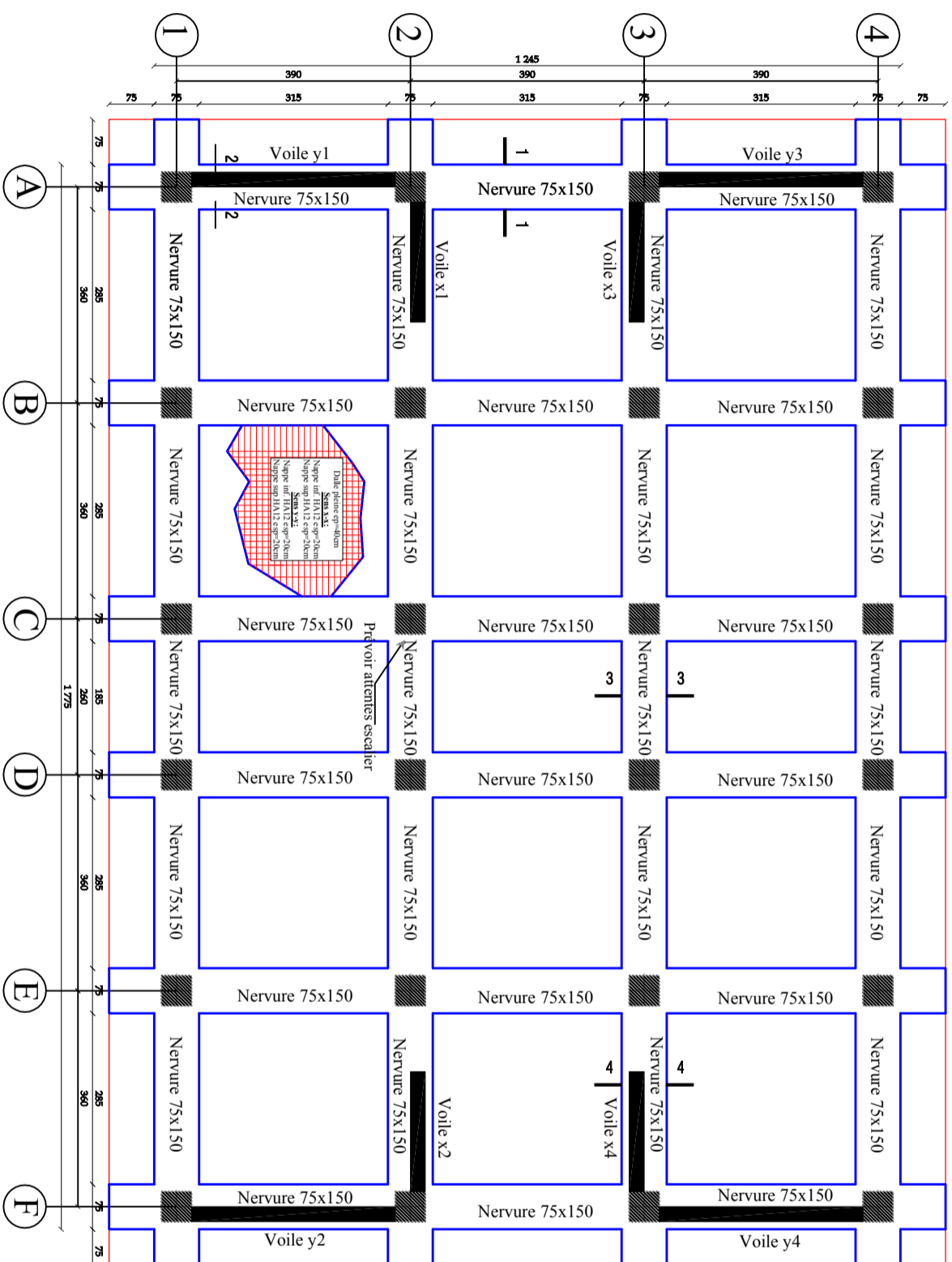
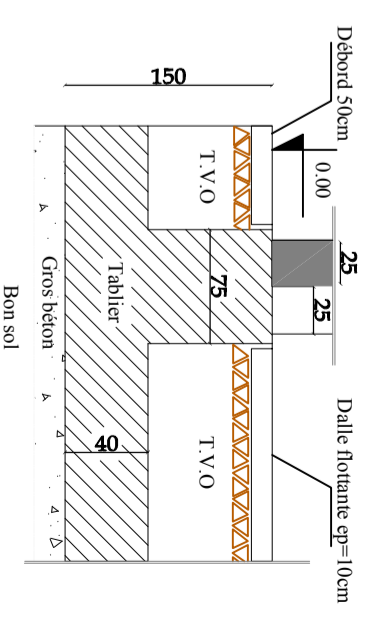


Tableau. IX -22: disposition des voiles, poteaux sur le radier.

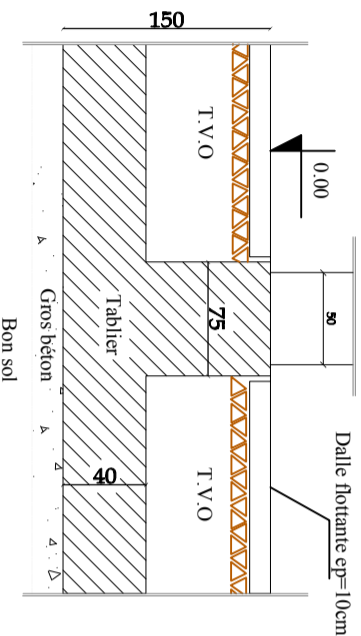
Coupe 1-1



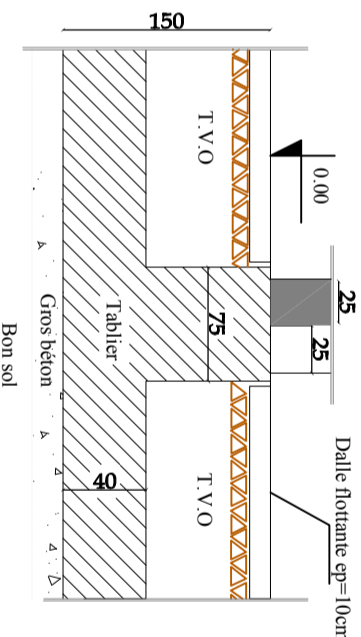
Coupe 2-2



Coupe 3-3

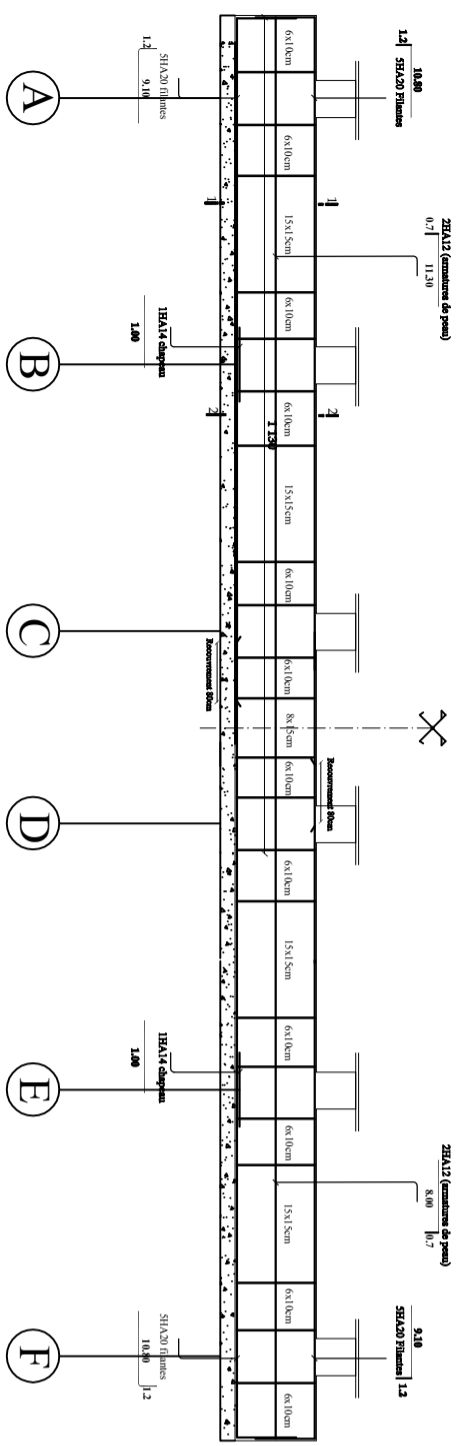


Coupe 4-4

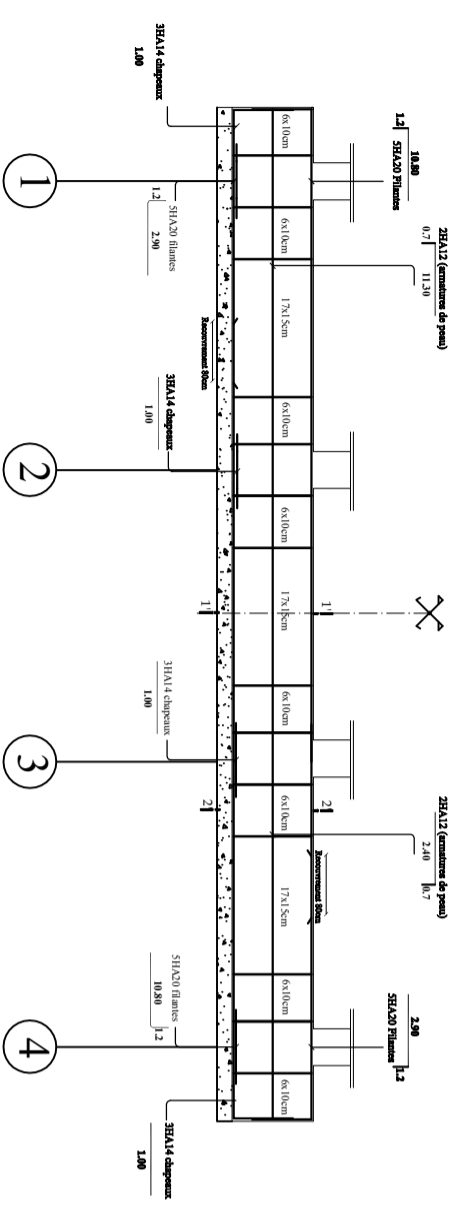


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mf HAMDAD Noureddine Mf DIERDI Mezziane	TITRE: Coffrage Radier	
DIRIGE PAR: Mf GUEBAL Mohammed		
PROMOTION 2010-2011	PLANCHE N°	ECHELLE

Nervures sens x-x (file 2)



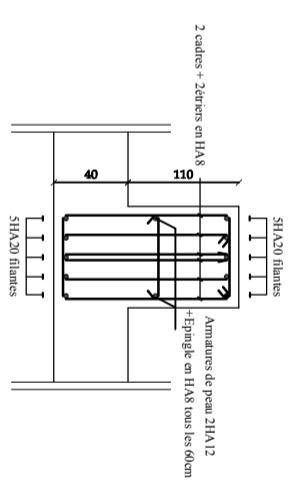
Nervures sens y-y (file B)



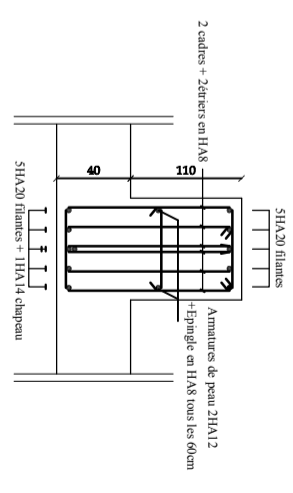
ferrailage de la dalle (Sens x-x)



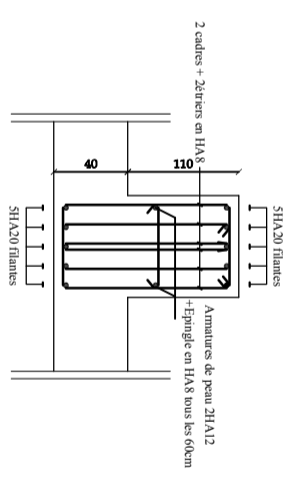
Coupe 1-1'



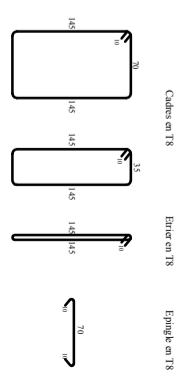
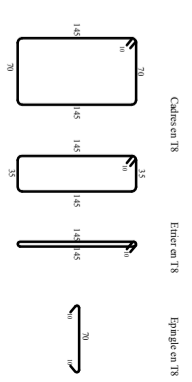
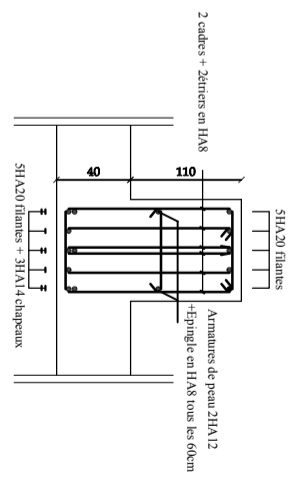
Coupe 2-2'



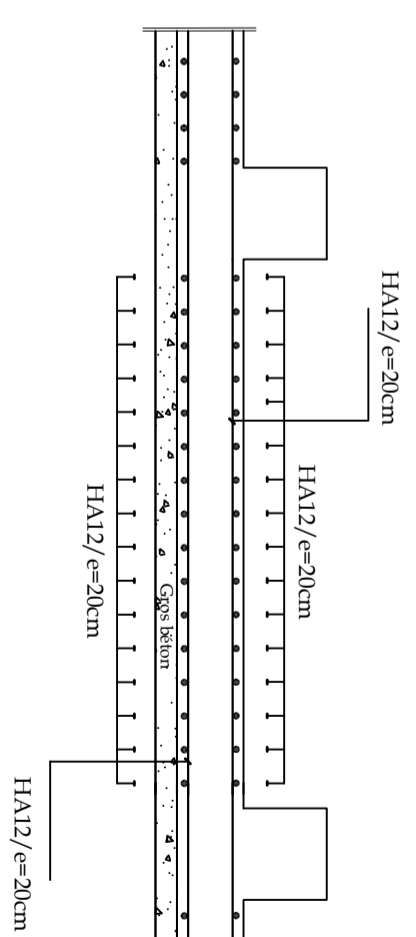
Coupe 1'-1''



Coupe 2'-2''



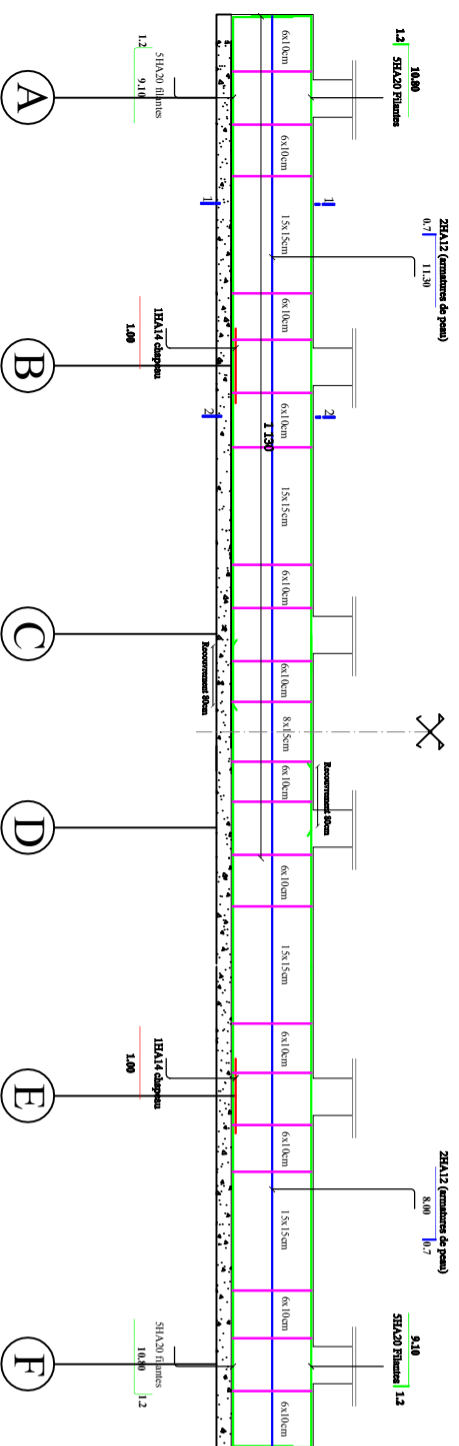
ferrailage de la dalle (Sens y-y)



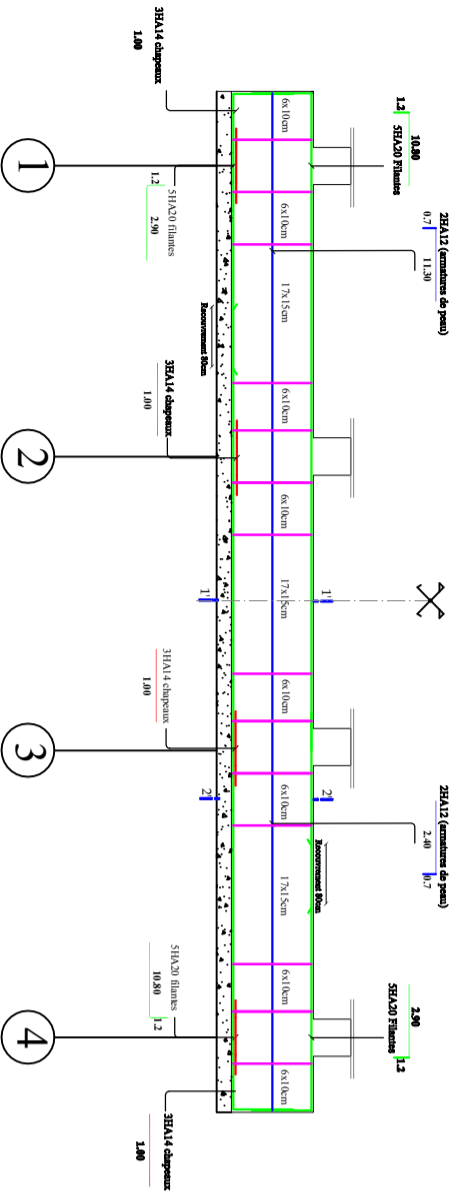
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: M ^r HAMDAD Noureddine M ^r DJERDI Mezziane		TITRE: ferrailage du Radier
DIRIGE PAR: M ^r GUEBAL Mohammed		
PROMOTION 2010-2011	PLANCHE N°	ECHELLE

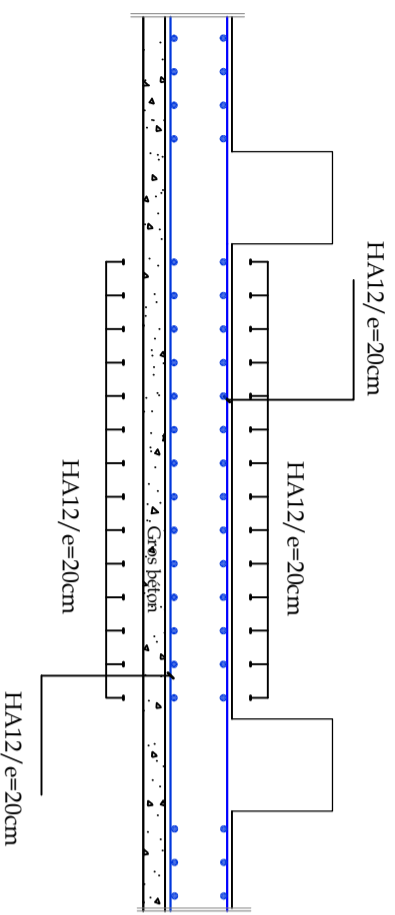
Nervures sens x-x (file 2)



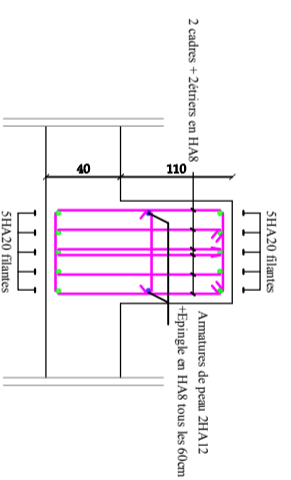
Nervures sens y-y (file B)



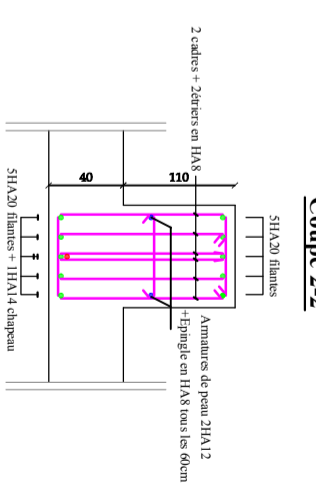
ferrailage de la dalle (Sens x-x)



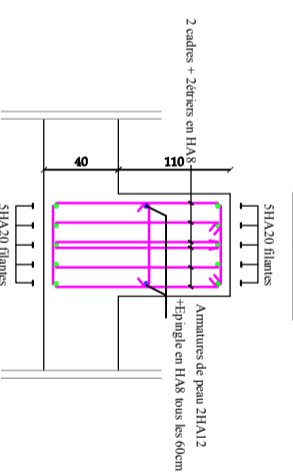
Coupe 1-1



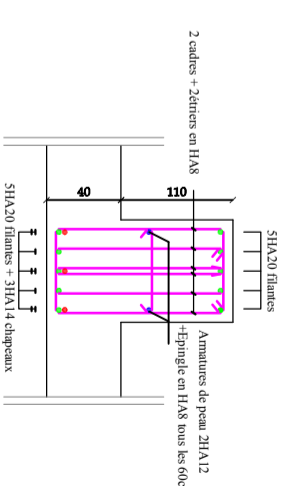
Coupe 2-2



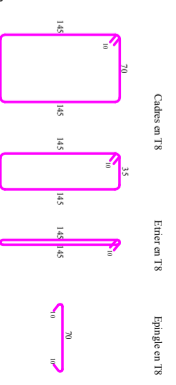
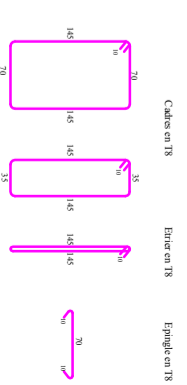
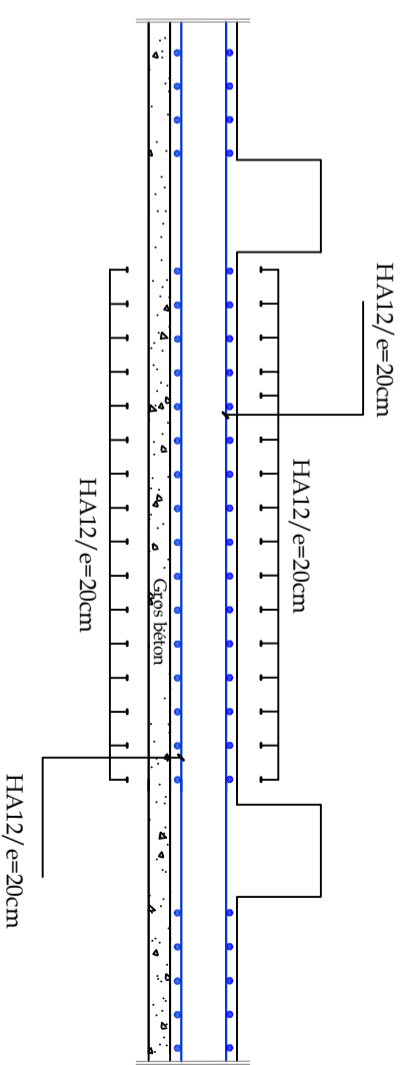
Coupe 1'-1'



Coupe 2'-2'



ferrailage de la dalle (Sens y-y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Mr HAMDAD Noureddine Mr DJERDI Meziane		TITRE: ferrailage du Radier	
DIRIGE PAR: Mr GUEBAL Mohammed		PLANCHE N°	
PROMOTION 2010-2011		EHELLE	

CHAPITRE X

Etude du mur de soutènement.



Introduction :

Notre structure comporte un mur de soutènement « voile plaque » qui forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer sa fonction de soutenir et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

I. Pré- dimensionnement du voile plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

- **Contraintes de sollicitation :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

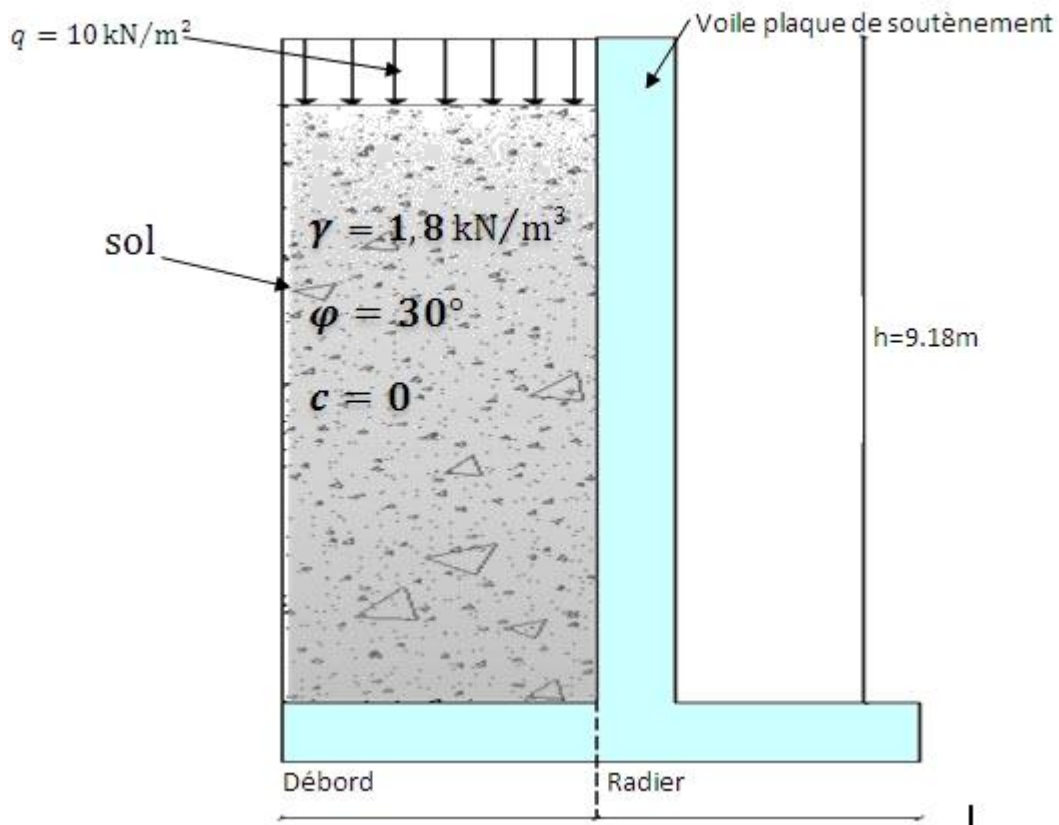


FIGURE.X.1.Voile plaque de soutènement

- **Méthode de RANKINE :**

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses ($\lambda = \delta = \beta = 0$)!!!

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

- $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la poussée.
- $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

- K_a : Coefficient de poussée des terres ;
- φ : Angle de frottement.
- **Caractéristique du sol :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 18 \text{ N/m}^3 \\ q = 10 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{surcharge eventuelle}) \\ \varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0.333 \end{array} \right.$$

II. calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (1,5 \cdot 1) = \mathbf{5 \text{ KN/m}^2}$$

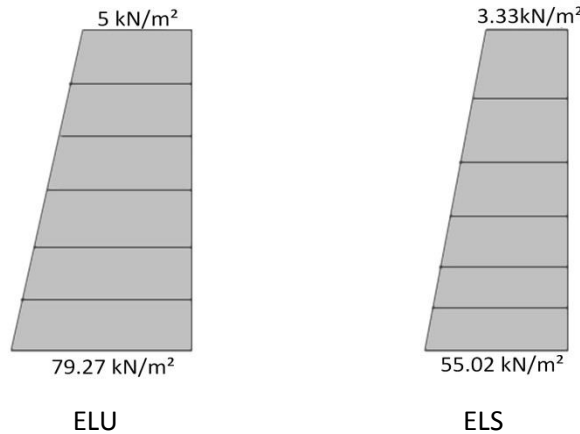
$$h = 9,18 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (1,35 \cdot 18 \cdot 9,18 + 1,5 \cdot 1) = \mathbf{79,27 \text{ KN/m}^2}$$

ELS:

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (1) = \mathbf{3,33 \text{ KN/m}^2}$$

$$h = 9,18 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (18 \cdot 9,18 + 1) = \mathbf{58,35 \text{ KN/m}^2}$$



ELU ELS

FIGURE.X.2.Diagramme des contraintes.

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \cdot (\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \cdot 1m = \frac{3 \cdot (79.27 + 5)}{4} = 63.20 \text{KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3 \cdot (\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \cdot 1m = \frac{3 \cdot (58.35 + 3.33)}{4} = 46.26 \text{KN}$$

III. Ferrailage du voile plaque de soutènement :

a. Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

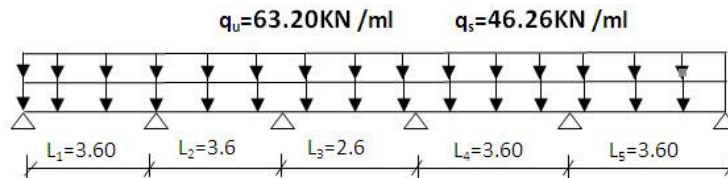
Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

b. Charges et surcharges revenants au voile :

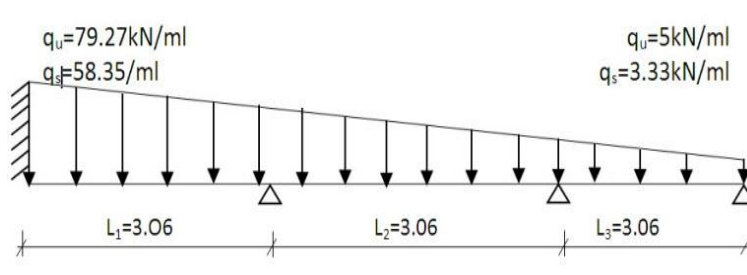
		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Dans le sens xx'		63.20	46.26
Dans le sens zz'	0 m	79.27	58.35
	9.18 m	5	3.33

• Schémas statiques :

- Dans le sens xx' :



- Dans le sens zz' :



c. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS.
 les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

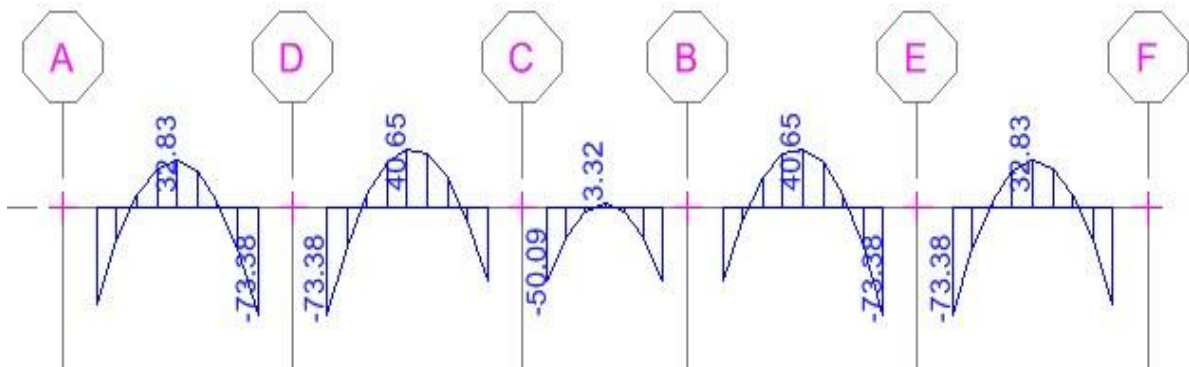


FIGURE.X.3. Diagramme des moments à l'ELU « sens x-x ».

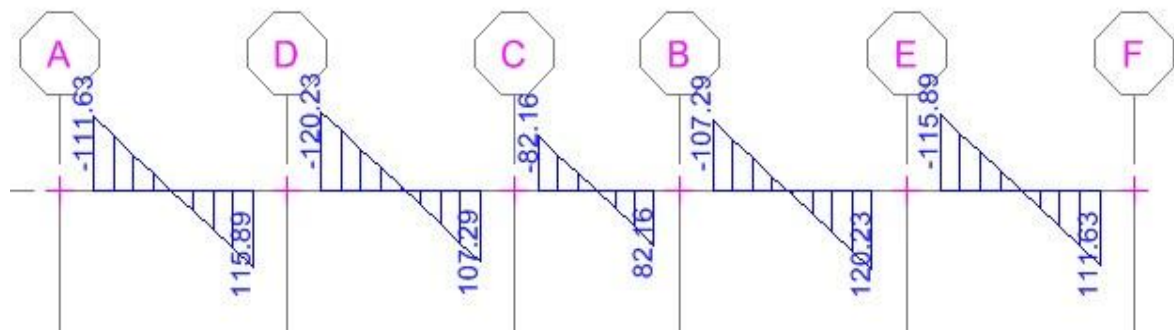


FIGURE.X.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU « sens x-x ».

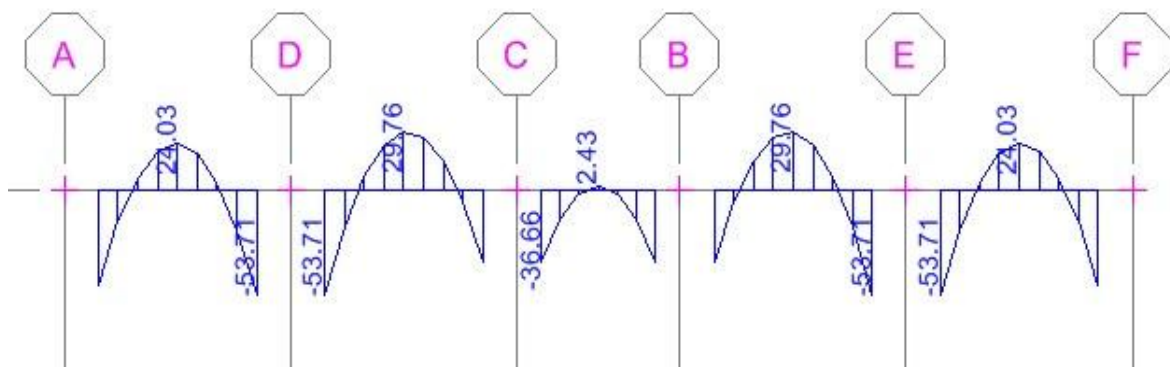


FIGURE.X.5. Diagramme des moments à l'ELS « sens x-x ».

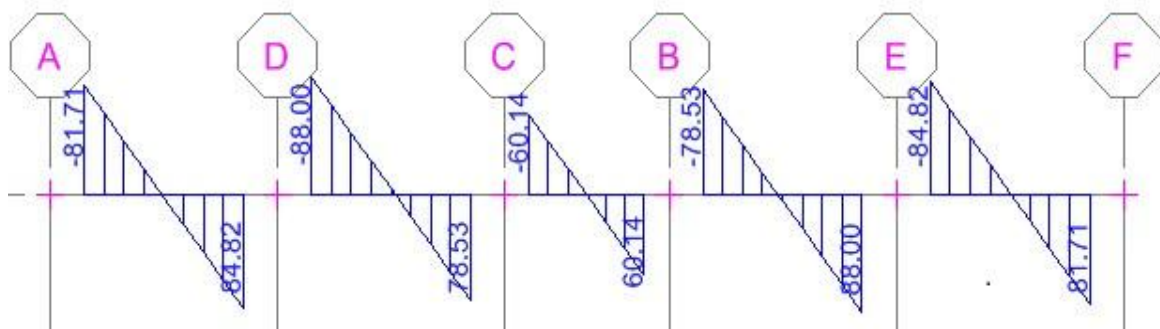


FIGURE.X.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS « sens x-x ».

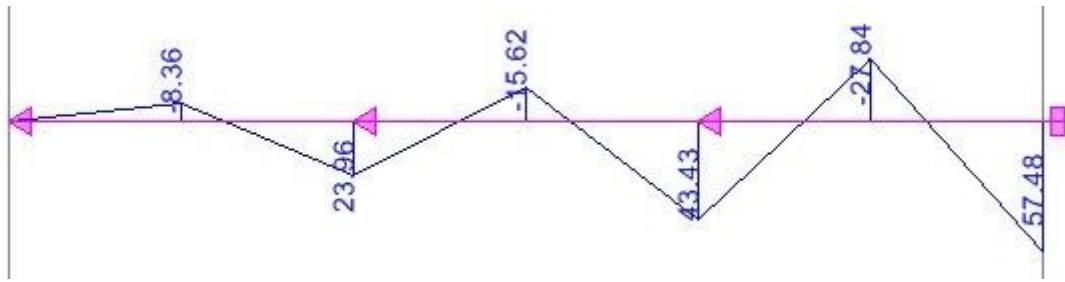


FIGURE.X.7. Diagramme des moments à l'ELU « sens z-z ».

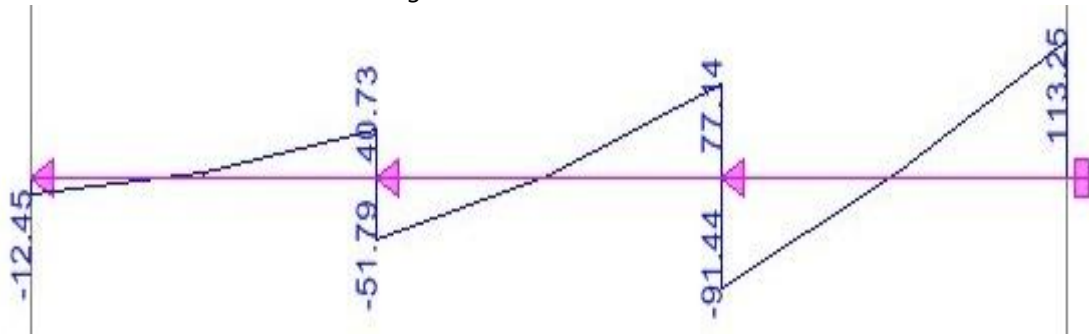


FIGURE.X.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU « sens z-z ».

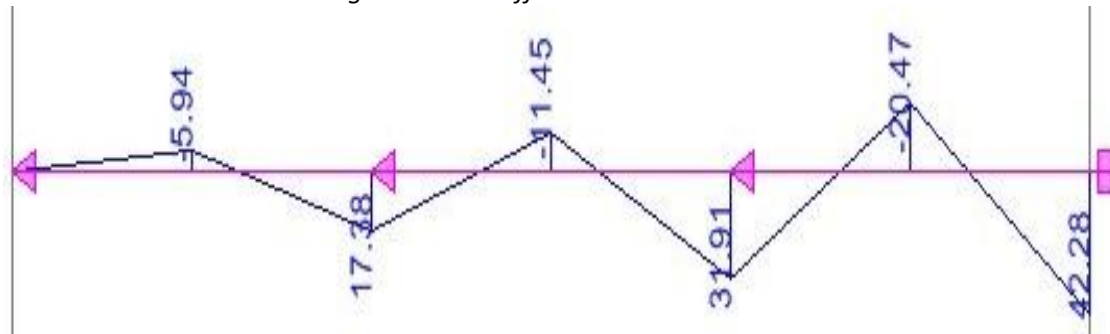


FIGURE.X.9. Diagramme des moments à l'ELS « sens z-z ».

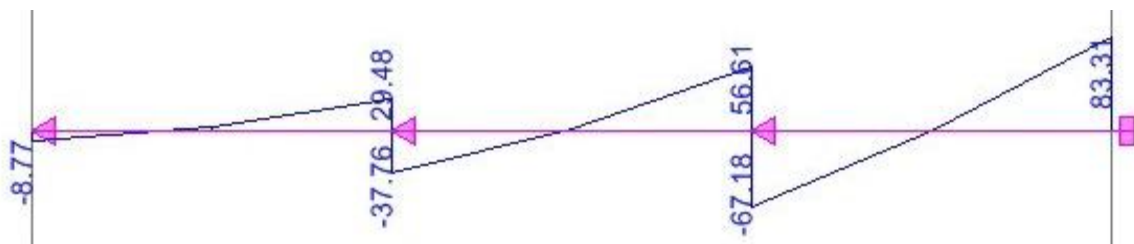


FIGURE.X.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS « sens z-z ».

d. Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=25\text{cm}$).

- **Armature dans le sens xx' :**

$$M_{\max} = 73.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = 0.107 \quad \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{73.38 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.952} = 10.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour **9HA14=13.85 cm²/ml** d'espacement **11cm**.

- **Armature dans le sens zz' :**

Travée (1) de « 0 à 3.06m »

$$M_{\max} = 57.48 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{zz'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{57.48 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,084 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_{zz'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{33.34 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.975} = 7.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour **10HA12=11.31 cm²/ml** ; d'espacement **10cm**.

Travée (2) de « 3.06 à 6.12 m »

$$M_{\max} = 43.43 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{zz'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{43.43 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,063 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,063 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_{zz'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{33.34 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.967} = 5.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour **8HA12=9.05 cm²/ml** ; d'espacement **12cm**.

Travée (2) de « 6.12 à 9.18m »

$$M_{\max} = 23.96 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{zz'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.96 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,035 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_{zz'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{23.96 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.983} = 3.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA12=6.79 cm²/ml** ; d'espacement **16cm**.

IV. Vérification à l'ELU :

a. Espacement des armatures :

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

Armatures principales	$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$	
	Dans le sens xx' $S_t=11 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$	condition vérifiée
	Dans le sens zz' $s_t=10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$	condition vérifiée

b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 22 \cdot 2.1}{400} = 2.64 \text{ cm}^2$$

- **Dans le sens xx' :** $A_{\text{ad}} = 9\text{HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**
- **Dans le sens zz' :** $A_{\text{ad}} = 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2 > 2.65$ **condition vérifiée**

c. Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$
 $V_{\text{max}} = 120.23 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 d} = \tau_u = \frac{120.23 \cdot 10^3}{1000 \cdot 220} = 0.55 \text{ MPa} ;$$

Donc

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires } \checkmark$$

d. Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 /BAEL91)

Pour qu'il n'y' est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{T_u \text{ max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \quad \text{tel que} \quad \bar{\tau}_{\text{sec}} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

• **Pour le sens x-x :** 9HA14 donne $u_i = 39.6$

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{120.23 \cdot 10}{0.9 \cdot 22 \cdot 39.6} = 1.53 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Pour le sens z-z :** 10HA12 donne $u_i = 37.7$

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{113.25 \cdot 10}{0.9 \cdot 22 \cdot 37.7} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_e = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$ On prend $L_s = 45 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset 14$: $L_s = 49.32 \text{ cm}$ On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4x L_s$

-Pour ϕ 12 : $L_a = 16.92\text{cm}$. On prend $L_a = 18\text{cm}$

-Pour ϕ 14 : $L_a = 19.75\text{cm}$. On prend $L_a = 20\text{cm}$

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

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

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \cdot 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

- Pour le sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 120.23}{100 \cdot 0.9 \cdot 22} = 0.120 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.
- Pour le sens z-z : $\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 113.25}{100 \cdot 0.9 \cdot 22} = 0.114 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

g. Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

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

- Dans le sens xx' :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{120.23 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 3.45 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 13.85 \text{ cm}^2$$

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

- Dans le sens zz' :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{113.25 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 3.25 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 11.31 \text{ cm}^2$$

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

V. Vérification à l'ELS :

- Moments fléchissant :

- Dans le sens xx' : $M_{\text{max}} = 53.71 \text{ KN.m}$

- Autour de zz' : $M_{\text{max}} = 42.28 \text{ KN.m}$

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

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0,5 \cdot f_e ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{tj}}) \right\}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400, \max(0,5 \cdot 400 ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 266,7, \max(200 ; 201,63) \} = 201,63 \text{ MP}$$

b. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

• Dans le sens xx' :

▪ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$$\rho = \frac{100(13.85)}{100(22)} = 0.63 \quad (=) \quad k_1 = 27.73 \text{ et } \beta = 0.883$$

Tel que : $K = 1 - \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$; $K = 1/K$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{53.71 \cdot 10^3}{13.83(0.883)22} = 199.91 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 7.21 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• Dans le sens zz' :

▪ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$$\rho = \frac{100(11.31)}{100(22)} = 0.515 \quad (=) \quad k_1 = 31.73 \text{ et } \beta = 0.893$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{42.28 \cdot 10^3}{11.31(0.893)22} = 190.28 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 6.00 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.6 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 29.76KN.m) ;

M₀: moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

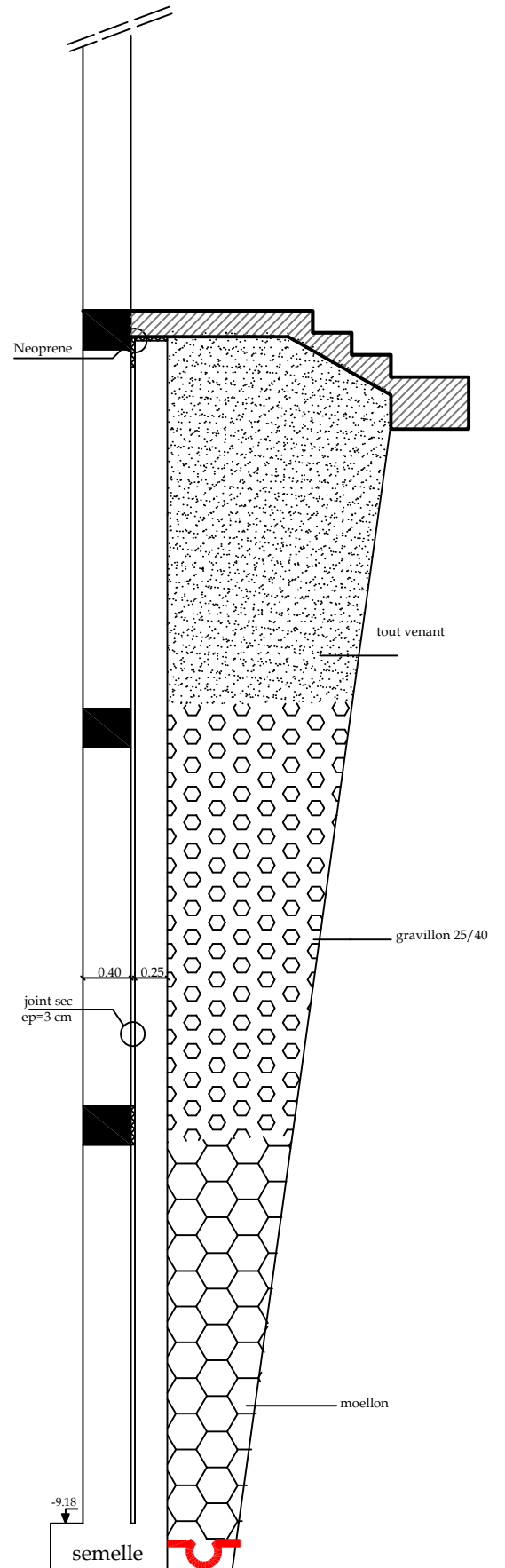
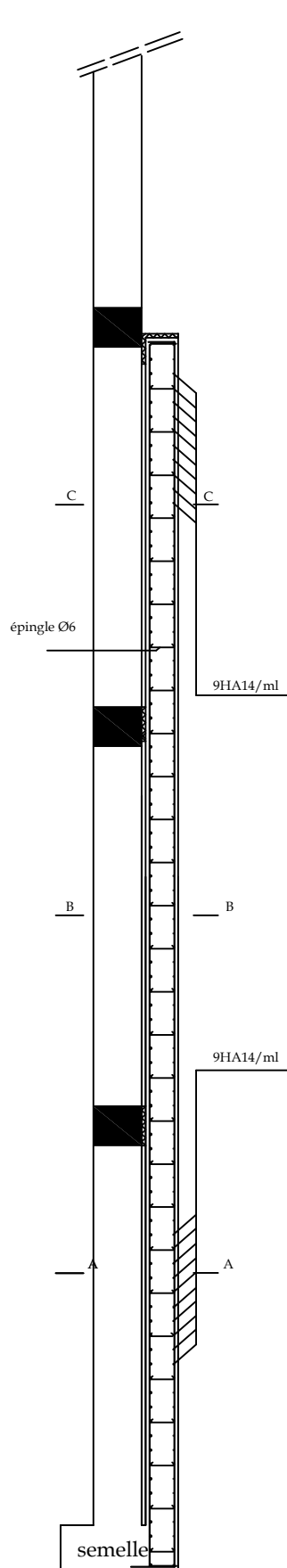
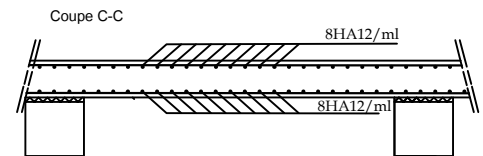
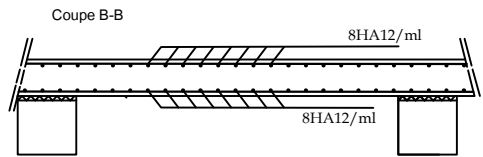
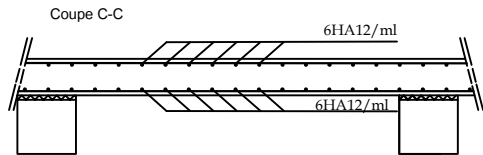
d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 > 0.0625$$

$$\frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{13.85 \cdot 400}{100 \cdot 22} = 2.5 < 4.2$$

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{29.76}{10 \cdot 74.94} = 0.04 < 0.25$$

Condition vérifiée.



Ferrailage de mur plaque

Coffrage de mur plaque

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr HAMDAD N-dine DIBRAH MEZZIANE	TITRE: MUR PLAQUE	
DIBRAH MEZZIANE		
Mr GUEBAL Med Oualid PROMOTION: 2011-2017	PL ANCHÉ N°	ÉCHELLE

CONCLUSION

Le déroulement de ce modeste Projet de Fin d'Etude nous a permis de définir les modes opératoires nécessaires pour assurer une bonne étude Génie Civil conforme au plan architectural. Ces modes ont aussi contribué à maîtriser l'avancement des calculs conformément aux consignes de sécurité en respectant les normes parasismiques Algériennes indiquées dans le RPA 2003 (BAEL99, DTR, DTU, CBA.....etc)

L'étude est très formatrice. Elle nous a permis de découvrir l'aspect du bâtiment qu'on n'a pas encore eu l'occasion de parcourir ; nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement ; nous a fourni une certaine expérience dans l'anticipation des travaux et on a trouvé une application directe des cours suivis à l'UMM de Tizi Ouzou. En effet, le domaine de Génie Civil fait appel à des notions de résistances des matériaux, de statique, de mécanique du sol et des dynamiques des structures. Aussi améliorer nos capacités en utilisant l'outillage informatique qui soit:

- calcul (ETABS et Socotec).
- dessin (AutoCAD et Sketschop)
- bureautique (World, Excel et Power Point)

Cependant malgré toute solution portée au niveau de l'infrastructure et mur de soutènement reste non crédible, due au manque d'information donnée par la source à propos des caractéristiques géotechniques du sol.

En fin, nous espérons que ce PFE apportera un plus à ceux qui le consulteront.

Merci.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA99 / Version 2003,
- Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement),
- Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiée 99. Edition Eyrolles 2004

Ouvrage :

- Zacek M : Construire parasismique. Edition Parenthèse, Marseille 1996.
- DIVER M : Calcul pratique des tours en BA. Edition Dunod, Paris 1972.
- Renaud H : Ouvrages en béton armé. Edition foucher, Paris.
- Davidovici V : Formulaire du béton armé tome 1et 2 . Edition le moniteur.
- Bellazougui M : Calcul des ouvrages en béton armé.
- Baraka A : Cours de béton armé.
- Aide-mémoire RDM. Edition Dunod.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.0
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- POWERPOINT 2010
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010