



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Thème

*Etude d'un bâtiment(R+9) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par
Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS)*

Etudié par:

M^{elle} TANI

Malika

M^{elle} TOUDJI

Souad

Dirigé par :

M^{me}. MOUBARAK

Promotion:2018/2019

REMERCIEMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Madame MOUBAREK, notre promotrice pour sa patience et son ouverture d'esprit à nous guider, orienter et diriger inlassablement vers notre objectif.

Monsieur MEGHLAT dont les conseils nous sont si précieux,

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.

Et nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.

Il serait injuste d'exposer ce travail sans exprimer notre incommensurable gratitude et nos remerciements les plus chaleureux, marqueurs indélébiles de notre reconnaissance à :

- **Madame MOUBAREK** notre promotrice pour sa patience et son ouverture d'esprit à nous guider, orienter et diriger inlassablement vers notre objectif.
- **Monsieur MEGHLAT** dont les conseils nous sont si précieux.
- **Tous nos camarades du département** qui s'enquièrent sans cesse de la progression de notre tâche .

Enfin

- **A tous ceux** qui nous ont, même occasionnellement, facilitées par de bons auspices l'accès aux résultats escomptés.

A

Mon fils EVAN, âgé seulement de trois mois, pour qu'au moment voulu sera, je l'espère, fier de sa maman.

JUNKO
OWER

SQUAD
SOUAD

Dédicace

Sans eux, tout aurait été différent. Tout aurait été plus difficile et la qualité du travail s'en ressentirait très sensiblement.

Ils(elles) m'ont tous encouragée et aidée du mieux qu'ils (elles) le peuvent.

Eux, ils, elles sont les membres de ma famille adorée à qui je me fais un devoir de dédier ce mémoire en éprouvant un immense plaisir à les citer nommément :

A celle que nous appelons tous « grand-mère Tassadit » qui me gratifie généreusement de sa sagesse ancestrale.

A Mon beau père Mohammed Améziane et ma belle mère Saliha pour leurs encouragements si fins et subtils qu'ils créent en moi décile permanent à aller de l'avant

A Mon mari, Nabil, indéfectible. Il s'est dépensé sans compter en donnant toujours le meilleur de lui-même chez qui j'ai trouvé patient compréhension aide et assistance.

A Mes frères Achour et Tarik et leurs femmes Assia, Nadjema, qui m'accordent une attention toute particulière.

A Mes Sœurs Fatma et Noura si proches de moi.

A mes beaux frères, Hakim, Anis, Rayan, Axel, toujours disponibles dont le comportement qu'ils m'ont réservée a grandement contribué à l'efficacité du climat de travail qui, alors, m'accapare complètement.

A Mon beau frère Nourddine et sa femme Katia Pour leur solidarité agissante à mon égard

A mon cher binôme, Malika,

Pour son entente et sa sympathie.

A feus

■ Mes parents qui nous ont quittés alors que j'étais enfant.
Ils auraient été comblés en ce jour.

■ Mon frère Yazid rappelé à Dieu, il y a si peu de temps, à la fleur de l'âge. Il
aurait été aux anges (au propre et au figuré).

A toute ma famille,

A tous mes autres ami(e)s,

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

SQUAD
SOUAD

Dédicace

Je dédie ce projet :

A ma chère mère

A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir
et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A Mon beau père Madjid et ma belle mère Fatima pour leurs encouragements si fins et subtils
qu'ils créent en moi décile permanent à aller de l'avant

A Mon mari, Massinissa, indéfectible. Il s'est dépensé sans compter en donnant toujours le
meilleur de lui-même chez qui j'ai trouvé patiente compréhension aide et assistance.

A mes frères, Elhadi, Boussad, toujours disponibles dont le comportement qu'ils m'ont
réservé a grandement contribué à l'efficacité du climat de travail qui, alors, m'accaparait
complètement.

A mes chères sœurs, Djawida, Hakima, Fadhila et leurs maris.

A ma petite sœur, Sassia (Soussou)

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A Mon beau frère Sofiane sa femme Samira

A ma belle sœur Flora

Pour leur solidarité agissante à mon égard

A mon cher binôme, Souad,

Pour son entente et sa sympathie.

A mes chères ami(e)s, Fadhila, Nadia, Ouerdia (Tina).

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

A tous mes autres ami(e)s,

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Malika
Malika

SOMMAIRE

Introduction générale

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 11

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

A: Acrotère..... 30

B: Plancher..... 37

C: Dalles pleines 60

D: Escaliers 74

E: Salle machine 93

Chapitre IV : Etude de contreventement 100

Chapitre V : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA..... 122

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Poteaux..... 140

V.2 : Poutres..... 159

V.3 : Voiles 181

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 199

Chapitre VII : Etude de mur plaque 222

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des tableaux :

Tableau I : Caractéristiques des aciers	8
Tableau II.1 : Vérification des conditions pour les poutres	11
Tableau II.2 : Critères de résistance à la flexion (épaisseur de la dalle)	14
Tableau II.3 : Pré dimensionnement des voiles	15
Tableau II.4 : Charge permanente de plancher terrasse	19
Tableau II.5: Charge permanente du plancher d'étage courant	20
Tableau II.6: Charge permanente du mur extérieur	21
Tableau II.7 : Charge du mur intérieur	22
Tableau II.8 : Charge permanente du plancher dalle pleine	23
Tableau II.9: Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	25
Tableau II.10 : Vérification relative au coffrage	28
Tableau II .10 : Récapitulatif des résultats	29
Tableau III.4.1 : Charge permanente du palier de repos	76
Tableau III.4.2: Charge permanente de la volée	76
Tableau III.4.3: Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU	79
Tableau III.4.4: Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS	87
Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal	103
Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal	103
Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal	104
Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.	104
Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal	105
Tableau IV.6 : Rigidité relative par portique dans le sens transversal	106
Tableau IV.7: Calcul de l'inertie des voiles (sens longitudinal)	108
Tableau IV.8 : Calcul de rigidité des voiles (sens transversal)	109

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau	112
Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux	116
Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux	118
Tableau IV.12 : Résumé des inerties fictives des portiques.....	119
Tableau IV.13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques	119
Tableau IV-14 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques	120
Tableau V.1: Valeurs du coefficient C_T	126
Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étages	128
Tableau V.3: Vérification des effets $P-\Delta$	130
Tableau V.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....	132
Tableau V.5 : vérification de l'excentricité.....	133
Tableau V.6. : Coefficient d'accélération de zone A	134
Tableau V.7 : Valeurs de ξ (%).....	135
Tableau V.8 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q.....	138
Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats.....	139
Tableau VI.1.1 : les recommandations du RPA	142
Tableau. VI.1.2: Délimitation des zones nodales	144
Tableaux VI.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens longitudinal	148
Tableaux VI.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens transversal	149
Tableau VI .1.5: Vérification de la quantité d'armatures transversales	151
Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes tangentielles	152
Tableau VI.1.7 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal.....	152
Tableaux VI .1.8: Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens transversal.....	153
Tableau VI.1.9 : Ferrailage finale des poteaux	156

Tableau VI.2.1 : Les recommandations du RPA.....	160
Tableau VI.2.2: ferrailage des poutres principales.....	164
Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.....	165
Tableau VI.2.4 : ferrailage des poutres chainage	166
Tableau VI.2.5 : ferrailage des poutres principales solidaires des voiles	167
Tableau VI.2.6 : ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles	168
Tableau VII.1: Tableau des efforts normaux sous les poteaux	200
Tableau VII. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux.....	201
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux	201
Tableau VII.4: dimensionnement du radier.	203
Tableau VII.5: surface du radier.....	204
Tableau VII.6: Sollicitations à la base du radier	205
Tableau VII.7: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.	207
Tableau VII.8: Vérification de la stabilité du radier sens transversal	208
Tableau VII.9: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.....	209
Tableau VII.10: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement	210
Tableau VII.11:Ferrailage de la dalle de radier à ELU	211
Tableau VIII.1: vérification des contraintes à L'ELS	228

INTRODUCTION GENERALE

L'engineering ou ingénierie en génie civil est l'ensemble des activités qui permettent d'édifier des infrastructures/superstructures en armatures selon des règles scientifiques précises conformément aux études menées à cet effet.

Par voie de conséquence, ce secteur d'activité appelé communément, chez nous, BTP (bâtiment et travaux publics) requiert des acteurs compétents dotés de moyens matériels adéquats afin de produire des ouvrages répondant à toutes les normes de sécurité publique (Solidité, stabilité) sans altérer, autant que possible ainsi que de l'esthétique architecturale.

A l'ère où le monde prend sérieusement conscience du réchauffement climatique par le dénombrement de nombreuses catastrophes naturelles (séismes, typhons, glissements de terrains...), les compétences de l'ingénieur en génie civil ne doivent souffrir d'aucune tare. Notre pays ayant déjà subi les affres de ces phénomènes naturels (El-asnam 1980, Boumerdes 2003), notre vigilance en la matière doit être accrue, constante et surtout à la hauteur du danger qui doit être parfaitement identifié.

Appelées REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA/99), celles-ci sont révisées par des modificatifs et compléments en 2003 selon les conclusions retenues par l'étude des édifices endommagés ou détruits par le tremblement de terre de 2003. Ces nouvelles règles, désormais en vigueur, invitent les ingénieurs en génie civil à se perfectionner davantage par l'utilisation de nombreux logiciels informatiques dédiés à fournir des calculs de plus en plus rapides et précis : c'est une réponse scientifique à la prévention des menaces naturelles dues aux éléments.

Les paramètres de calcul sont différents d'une région à une autre. C'est dans cette optique que chaque pays tend à adapter ses règles parasismiques en fonction de la nature et du degré de menaces qui les guettent. A titre d'exemples on citera :

- Tous les pays du pourtour Méditerranéen (Italie, Grèce, Turquie, Algérie...)
- Tous les pays insulaires à l'image du Japon, Hawaï
- Certains pays continentaux comme l'Iran

Qui ont tous fait l'objet de destructions sismiques importantes et sujets à d'autres dans un futur plus ou moins proche.

L'objet de ce mémoire auquel seront appliquées les règles du « RPA/99 Version 2003, CBA93, BAEL91 et les différents DTR » consiste à étudier une structure en béton armé composé de : RDC +9étages.

Notre travail sera articulé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Présentation de l'ouvrage
 - Pré dimensionnement des éléments
 - Calcul des éléments non structuraux
 - Modélisation et vérifications conformément au RPA
 - Ferrailage des éléments structuraux
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude de l'infrastructure
 - Etude du mur plaque
 - Conclusion.

INTRODUCTION :

Nous nous trouvons devant l'étude complète d'un cas réel appartenant au domaine du BTP. Notre tâche consiste spécifiquement à concevoir, suivre et construire un immeuble à coûts aussi réduits que possible en appliquant nos compétences pour garantir toutes les normes légalement requises à cet effet en matière de sécurité et d'écologie .

Les paramètres de nos calculs respecteront les règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003).
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armés (BAEL91 /modifier99)
- Documents techniques réglementaires (DTR B.C2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).

I.1. DESCRIPTION DU PROJET :

Le projet retenu pour l'étude en génie civil est la réalisation d'un immeuble(R+9) bi-fonctionnel qui regroupe commerces et habitations, classé dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages d'importance moyenne) selon la classification du RPA 99.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Tizi ouzou , qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismique) RPA 2003 .

A l'instar de tous les ouvrages, le nôtre doit faire l'objet d'une étude complète en génie civil où toutes les initiatives et calculs doivent être la réponse adéquate à la solidité et à la stabilité de la construction dans la stricte conformité avec tous les paramètres de sécurité prescrits à la zone d'implantation du projet.

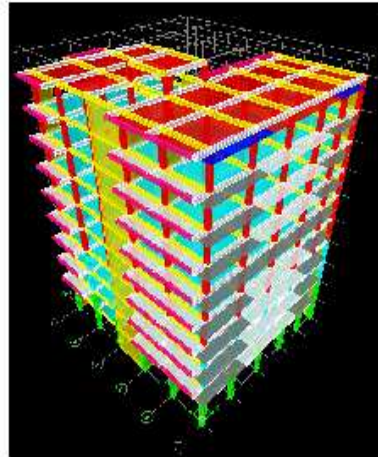
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Notre structure est composée de : Rez –de- chaussée qui servira de locaux et

Neufs(9) étages à usage d'habitation avec une seule cage d'escalier et d'un ascenseur.

a) Dimensions en plan :

- Longueur totale..... 25,30m
- Largeur totale21,80m

b) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale $H_T=33,10\text{m}$
- Hauteur de RDC $H_{RDC}=3,36\text{m}$
- Hauteur de l'étage courant $H_E=3,06\text{m}$
- Hauteur de l'acrotère $H_A=0,6\text{m}$
- Hauteur local technique $H_t=2,2\text{m}$

I.3. Les éléments de la structure :**a) La superstructure :**

- **L'ossature :** l'ossature est composée de :
 - Portique (Poutres et Poteaux).
 - Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

a) Les poutres : ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.

b) Les poteaux : Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants) à la base de la structure.

c) Les voiles : Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure. Il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une inertie grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

- **Plancher :** les planchers sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constituées de corps creux avec une dalle de compression ou pleine. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2- fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

a) Plancher en corps creux :

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et phonique.
- Support des plafonds et revêtements.

b) Plancher en dalle pleine :

Un Plancher en dalle pleine coulée sur place est constitué de béton armé posé directement sur les poteaux. Elles sont prévues dans les consoles.

- **Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

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

- **La cage d'ascenseur :**

La cage d'ascenseur est une cabine réalisée en béton armé pour recevoir un appareillage de sustentation composé d'une autre cage métallique ascendante et descendante le long de câbles en acier. Ce dispositif amovible meut alimenté par l'énergie électrique permettant ainsi de recevoir des personnes et de la marchandise. Des arrêts à chaque niveau de l'immeuble sont prévus à la demande des usagers.

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'ascenseur.

- **Remplissage (maçonnerie) :** on distingue deux types :

- Les Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm (10+5+10)
- Les Murs de séparation intérieure seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades
- En plâtre pour les murs de cloisons et les plafonds intérieurs.
- En céramique (Faïence) pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,6m de hauteur, réalisée en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

- **Porte –à-faux :**

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

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et une dalle de compression.

B) L'infrastructure :

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Mur plaque :**

C'est un mur qui est plaqué contre les poteaux en l'isolant de ces derniers au moyen d'une plaque de polystyrène ou tout au moins d'un film plastique.

I.4. Caractéristiques du sol :

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

La contrainte admissible du sol tirée de la portance : **2 bars**.

La nature du sol : sol ferme de catégorie (s2).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

A) Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de matériaux inertes appelés granulats (sable+gravier), et de l'eau de gâchage. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

- **Résistance caractéristique à la compression : (BAEL91/ art A.2.1.11)**

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

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa. (BAEL91(A.2.1.11))}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa. (BAEL91(A.2.1.11))}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction :(BAEL91/ art A2.1.12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{cj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ on aura $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules.

➤ **Module d'élasticité instantané : (art A-2.1.21 BAEL91)**

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

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité différé : (art A-2.1.22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, On va tenir compte de l'effet du fluage du béton et prendre, ensuite, un module égal à

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 10819 \text{ MPa}$.

Module de déformation transversale : (art A-2.1.3BAEL91)

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \nu : \text{coefficient de poisson et } E : \text{module de Young}$$

$$\begin{cases} G = 0,4E \text{ pour le Béton non fissuré (à l'ELS).} \\ G = 0,5E \text{ pour le Béton fissuré (à l'ELU).} \end{cases}$$

❖ **Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL91).**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales $\nu = \Delta d/d / \Delta l/l$

Il sera pris égal à :

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

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

❖ **Contraintes limites du béton :**➤ **Etats limites :**

On appelle « état limite » un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de d'état limite :

1) État limite ultimes (E.L.U.) : (CBA 93 Art A.4.3)

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [MPa]$$

θ : est le coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0,9 \text{ pour } 1h \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.85 \text{ pour } t \leq 1h. \end{cases}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 \text{ pour la situation courante (SC).} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour la situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

Pour des situations durables $\gamma_b = 1.50$

	$\theta = 1$
$f_{bu} [MPa]$	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1.15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$
$f_{bu} [MPa]$	18,48	20,53	21,74

➤ **Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELU :**

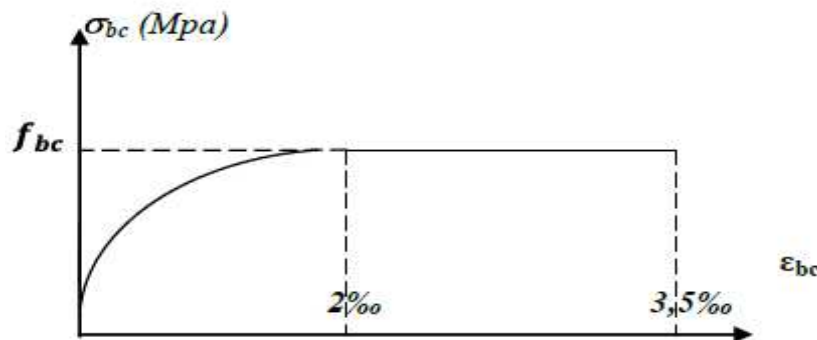


Figure I-1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

2‰ : en compression simple ou flexion composé avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

2) **État limite de service (ELS) : (CBA 93Art A.4.5)**

Pour les vérifications à l'E.L.S, le béton est considéré uniquement dans sa phase élastique où la loi de **Hook** est vérifiée en supposant que le module d'élasticité est constant. la contrainte limite en compression est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} [MPa]$

Pour $f_{c28} = 25 MPa \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$. **1.b)**

➤ **Contrainte limite de cisaillement : (art : A5.1.21 BAEL91):**

$\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5) MPa \rightarrow$ Pour la fissuration peu nuisible.

D'où : $\tau_u = 3,25 MPa$.

$\tau_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4) MPa \rightarrow$ Pour la fissuration préjudiciable

D'où : $\tau_u = 2,5 MPa$.

❖ **Fluage de béton** : est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée.

❖ **Le retrait du béton** : est une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimiques et physiques (l'évaporation de l'eau contenue en excès dans la pâte de ciment).

Le retrait du béton est indépendant de tout chargement du matériau, ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

❖ **Dilatation thermique :**

La dilatation thermique est l'expansion à pression constante du volume d'un corps occasionné par son réchauffement, généralement imperceptible. Dans le cas d'un béton, le coefficient de dilatation est évalué à 10^{-5} , pour une variation $\pm 10^\circ\text{C}$ on obtient $\Delta L \pm 2 \text{ ‰}$.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

B) Acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Dans notre ouvrage, nous aurons à utiliser les trois types d'armatures :

Acier à haut adhérence (HA) **feE400** pour les armatures longitudinales, treillis soudés (TS) **feE520** pour la dalle de compression et rond lisse (RL) **feE235** pour les étriers, cadres et épingles...etc.

- Les principales caractéristiques des aciers sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Elastique [%]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	2.2	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.4	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\phi < 6$)	TS	520	550	0.8	1

Tableau1 : Caractéristiques des aciers.

B.1 / Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B.2 / La contrainte limite des aciers

➤ à L'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

Avec: f_e : nuance des aciers.

γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases} \quad (\text{Art A.4.3.2/BAEL 91})$$

$\sigma_s = 348$ en situation durable.

$\sigma_s = 400$ en situation accidentelle.

➤ à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, d'après les règles (BAEL91). On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e, \sqrt{\eta f_{tj}}) [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91})$$

Avec :

n : Coefficient de fissuration.

$n=1$: pour les ronds lisses (RL)

$n=1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

B.3/Diagramme déformation- contrainte (art.2.2.2/BAEL91) :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme suivant :

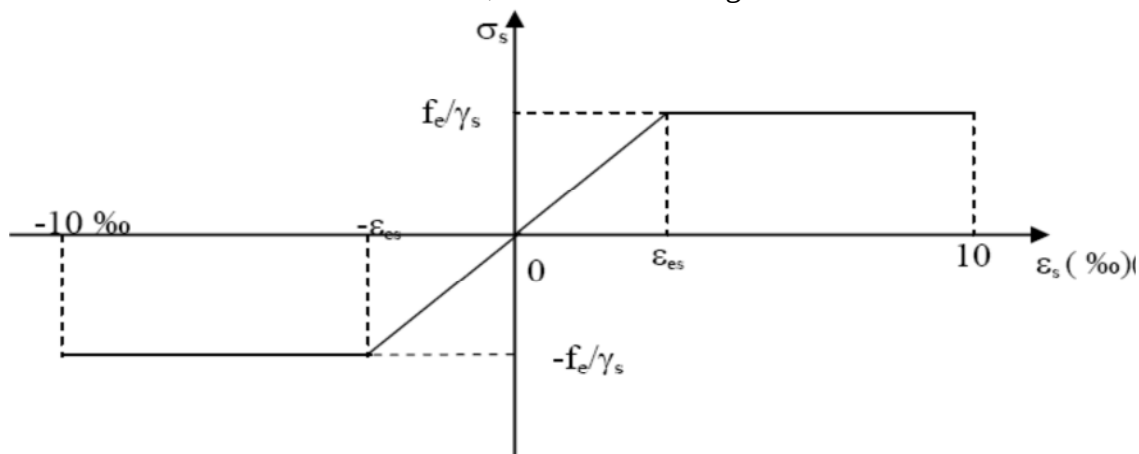


Figure I-2 : Diagramme déformation- contrainte

B.4/Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

La conception d'un ouvrage diffère suivant qu'il s'agisse d'un **bâtiment**, d'un ouvrage d'art ou d'une construction industrielle essentiellement dictée par son usage et le temps de son utilisation.

Dans le cas du « bâtiment » qui nous occupe présentement, l'architecte tient exclusivement le premier rôle ne laissant à l'ingénieur qu'un rôle d'exécutant. Il (architecte) sollicite l'ingénieur pour concrétiser son œuvre dans le cadre de l'éventail réglementaire prévu en matière de sécurité publique exigée.

En respectant les règles du BAEL 91 modifiées en 99 et règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) ainsi que la présentation physique de notre ouvrage, nous avons défini et arrêté les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux à utiliser en exécutant la construction de l'immeuble.

INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.1 Pré dimensionnement des poutres: (BAEL 91 :(Art.4.14) et (RPA99/Art 7.5.1)

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis.

Leurs dimensions sont données dans le tableau suivant :

<u>Selon les règles BAEL 91 :(Art.4.14)</u>	<u>Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)</u>
✓ <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ✓ <u>La largeur b de la poutre doit être :</u> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <u>Avec :</u> L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre	• <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> $h \geq 30\text{cm}.$ • <u>La largeur b de la poutre doit être :</u> $b \geq 20\text{cm}$ • <u>Le rapport hauteur largeur doit être :</u> $\frac{h}{b} \leq 4$

Tableau II.1 : Vérification des conditions pour les poutres

a)Poutres principales (PP) et Poutres secondaires (PS) :

	<i>L max</i>	<i>Dimension</i>	<i>Condition BAEL</i>	<i>Résultat</i>	<i>Condition RPA</i>
P. secondaire	440- 25=415 cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	27,66 ≤ h _t ≤ 41,5 h _t = 35cm	h _t =35cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	0,4h ≤ b ≤ 0,7h _t	14 ≤ b ≤ 24.5 b=25cm.	b=25cm ≥ 20 condition vérifiée
p. principale	440- 25=415 cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	27,66 ≤ h _t ≤ 41,5 h _t =35cm	h _t =35cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	0,4h ≤ b ≤ 0,7h _t	14 ≤ b ≤ 24,5 b=25cm.	b=25cm ≥ 20 condition vérifiée

b) La poutres de chinages (PC) :

	L max	Dimension	Condition BAEI	Résultat	Condition RPA
p. chaînages	440- 25=415 cm	Hauteur : h	$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$	$27,66 \leq h_t \leq 41,5$ $h_t=30\text{cm}$	$h_t=30\text{cm} \geq 30$ condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$12 \leq b \leq 21$ $b=25\text{cm.}$	$b=25\text{cm} \geq 20$ condition vérifiée

➤ Le rapport hauteur largeur est vérifié pour toutes les poutres : $h/b \leq 4$.

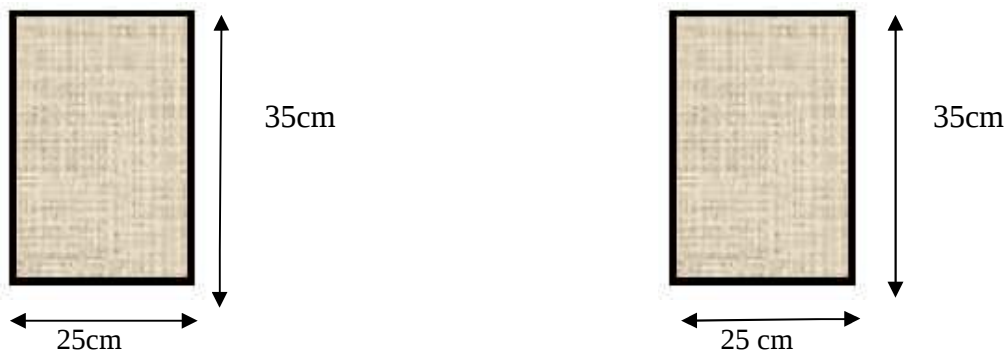


Figure II.1 : Poutres principales et secondaires.

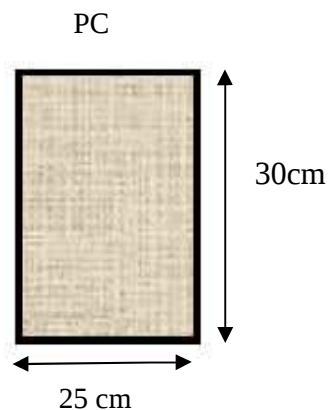


Figure II.2 : Poutres de chinages

II.2. Pré dimensionnement des Planchers

II.2.1. Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis a soudés.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

➤ L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

(Article B.6.8.4 24/CBA 93)

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

Avec : h_t : hauteur totale du plancher

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

$L_{\max} = L - b$

b : largeur de la poutre principale.

Dans notre projet : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t > 18,44 \text{ cm}$.

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm

- Hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$.

- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$ —————> $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$.

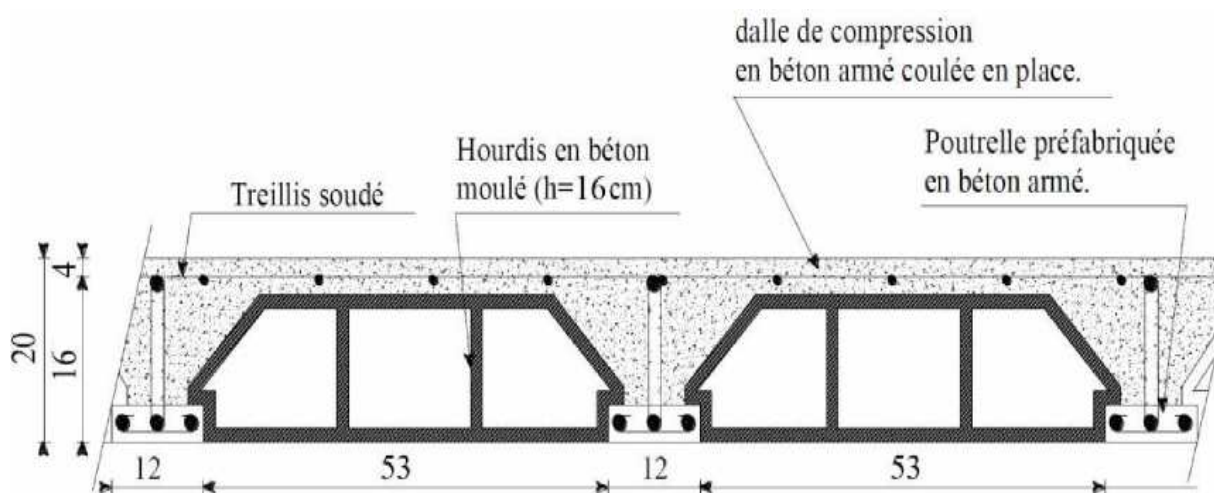


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher

II.2.2 Dalles pleines :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Critères de résistance à la flexion : (CBA93)**

L'épaisseur de la dalle des consoles est résumée dans le tableau suivant :

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	Pour une dalle sur deux appuis. Avec $\rho < 0,4$
$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0,4$
$e \geq \frac{L_x}{20}$	Pour une dalle sur un seul appui

Tableau II.2 : Critères de résistance à la flexion (épaisseur de la dalle)

L_x la plus petite portée de panneau sollicité.

Pour ce qui est de notre projet, nous avons 3 types de dalle pleines :

1- Dalle pleine sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{1,4}{35} \leq e \leq \frac{1,4}{30} \quad \text{Donc : } 0,04 \leq e \leq 0,046 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad e = 4,6 \text{ cm}$$

2- Dalle pleine sur 3 appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{1,4}{45} \leq e \leq \frac{1,4}{40} \quad \text{Donc : } 0,031 \leq e \leq 0,035 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e = 3,5 \text{ cm}$$

3- Dalle pleine sur quatre appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{4,4}{45} \leq e \leq \frac{4,4}{40} \quad \text{Donc : } 0,097 \leq e \leq 0,11 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e = 11 \text{ cm}$$

➤ Pour les 3 types on prend $e = 15 \text{ cm}$.

- **Résistance au feu : (CBA93)**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7\text{cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

- **Isolation acoustique : (CBA93)**

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

$$\begin{aligned} L &= 13,3 \log (10M) & \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L &= 15 \log (M) + 9 & \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

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

$$e = \frac{M}{\rho b} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e = 14 \text{ cm}$$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Donc : $e = \max (11, 14, 15) = 15 \text{ cm}$.

➤ **Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.**

II.3. Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1.RPA99) : Tableau II.3

<u>a) Vérification d'épaisseur : (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)</u>	<u>b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1) du RPA99/version 2003.</u>
L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit : $a \geq \max \left\langle \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\rangle$ RDC: $h_e = h - h_t = 336 - 20 = 316 \text{ [cm]}$. $a \geq 316/20 = 15,8 \text{ cm}$ soit : $a = 25 \text{ cm}$. différents étages : $h_e = h - h_t = 306 - 20 = 286 \text{ [cm]}$. $a \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm}$ soit : $a = 25 \text{ cm}$.	Seuls les éléments satisfaisant à la Condition suivante sont considéré comme étant des Voile $L_{\min} \geq 4a$. Dans notre cas : $L_{\min} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ [cm]}$ Avec $L_{\min}$ la portée minimale des voiles = 1m

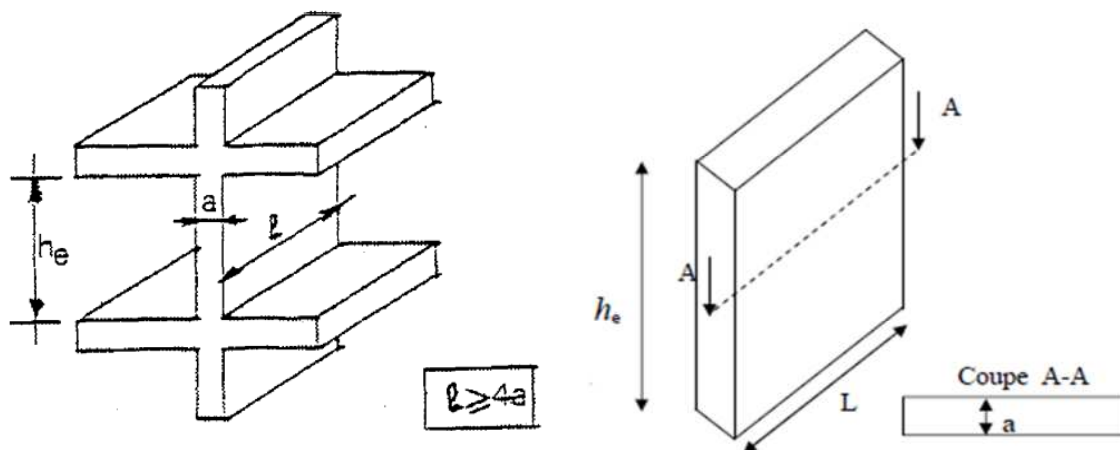


Figure II.4 Coupe du voile en élévation

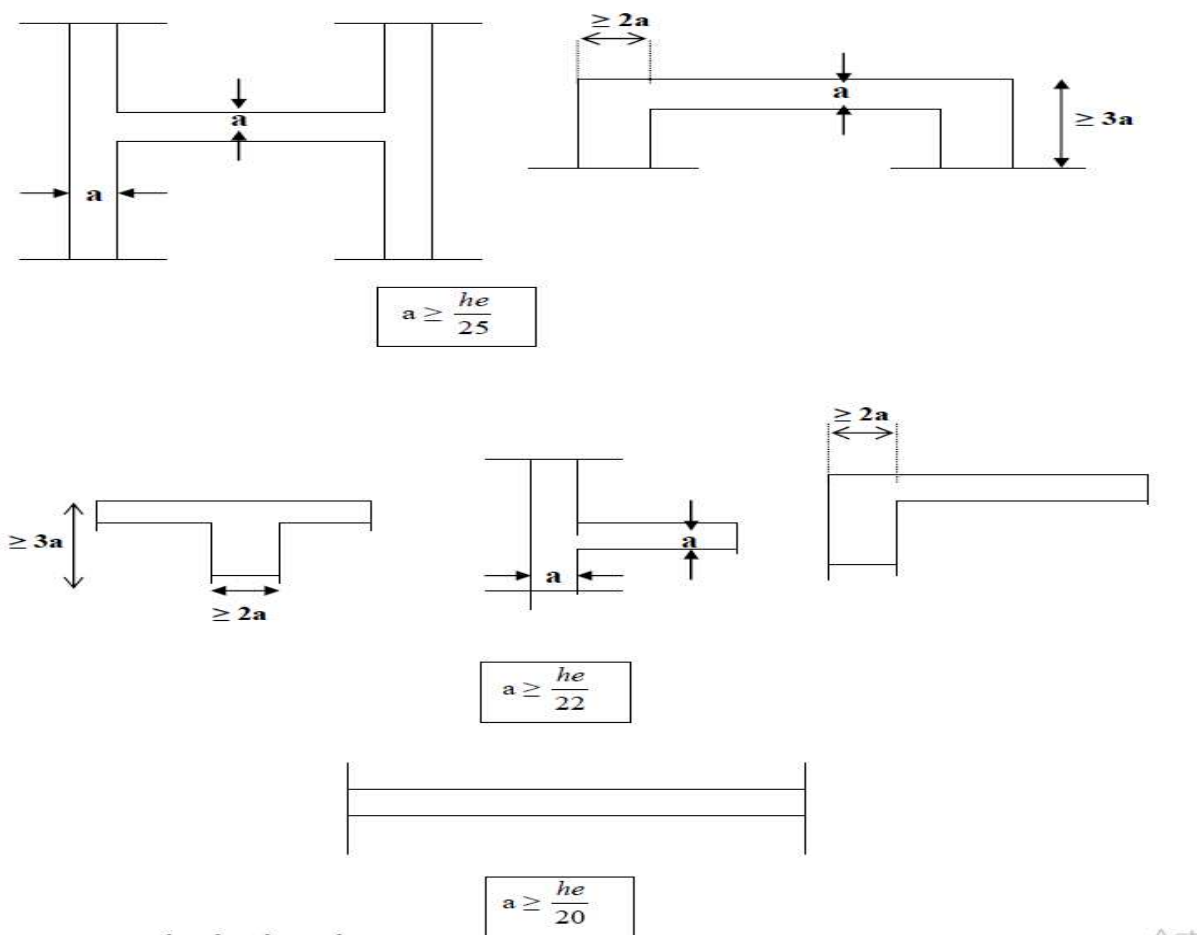


Figure II.5 Coupe du voile en plan.

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du **RPA99/version 2003 (Art7.4.3.1)** qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges.

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axiale N_s , qui sera reprise uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad (\text{RPA version 2003/Art 7.4.3.1})$$

$$\Rightarrow B_c \geq \frac{N_s}{0,3 f_{c28}} \quad \text{Avec } N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré.

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

B_c : section des poteaux ($B_c=S$)

Remarques :

-L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

-On considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Surface d'influence : L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C2) sera déterminée comme suit :

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

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 2,075 \times 2,075 = 4,305 \text{ m}^2$$

$$S = 17,22 \text{ m}^2$$

$$S' = (4,4 \times 0,25) + (4,4 \times 0,25) - (0,25 \times 0,25) = 2,137 \text{ m}^2$$

$$S_t = S + S' = 19,35 \text{ m}^2$$

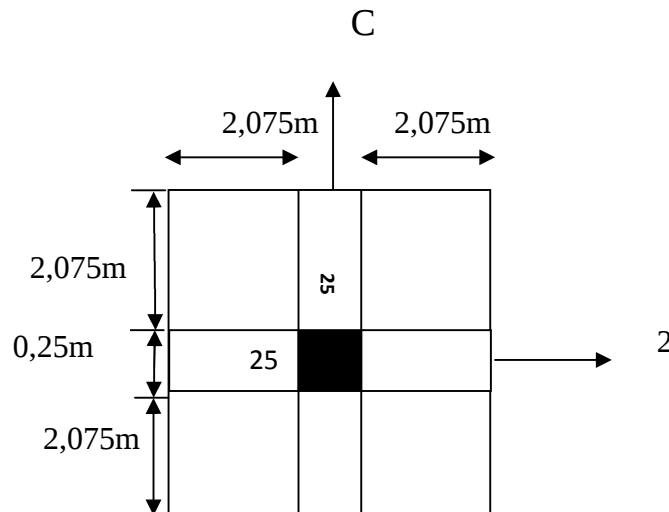


Figure II.6 : surface revenant au poteau le plus sollicité

II.5 Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.2.2)

A) Charges permanentes (G) :

1) L'acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 0,6m.

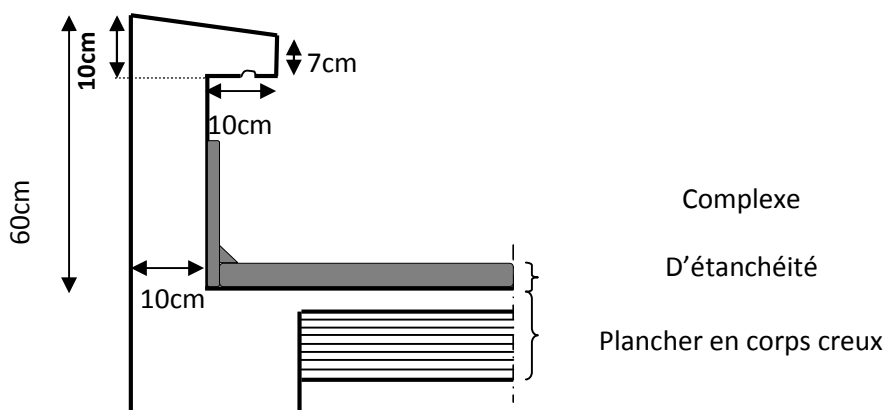


Figure II.7 : Coupe transversale de l'acrotère

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

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml}$$

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0685$$

$$S = 0,0685\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0685 \times 1\text{ml} = 1,7125\text{KN/ml}$$

2) Plancher terrasse :

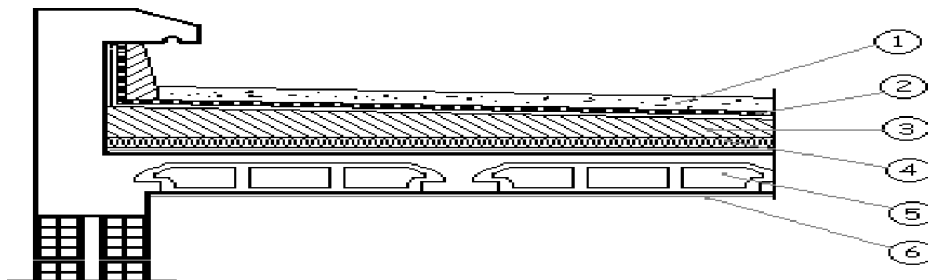


Figure II.8 Plancher terrasse

Tableau II.4 : Charge permanente de plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				GTOT = 5,82

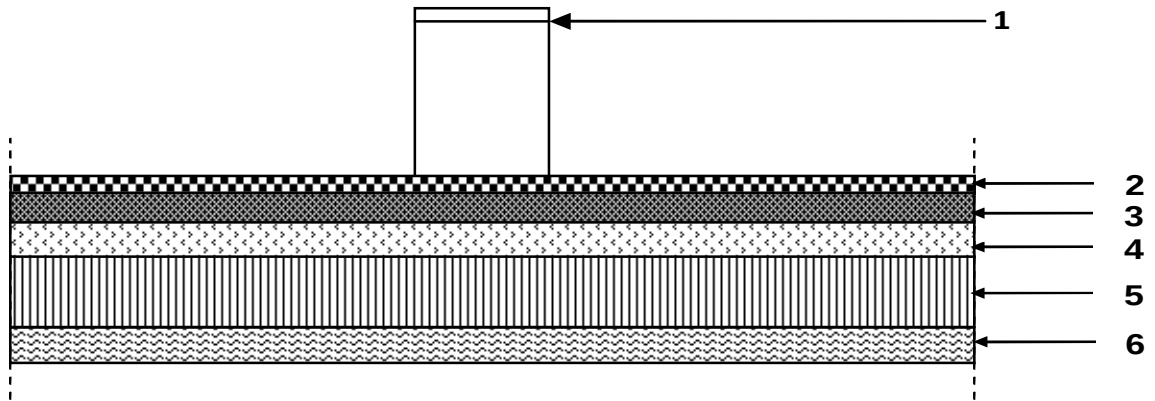
3) Plancher d'étage courant :

Figure II.9 Coupe de plancher d'étage courant

Tableau II.5: Charge permanente du plancher d'étage courant :

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Maçonnerie en briques creuses	0 ,1	9	0,9
2	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Sable de pose	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux	0,20	14	2,8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				GTOT =5,06

4) Maçonnerie :

- Mur extérieur :

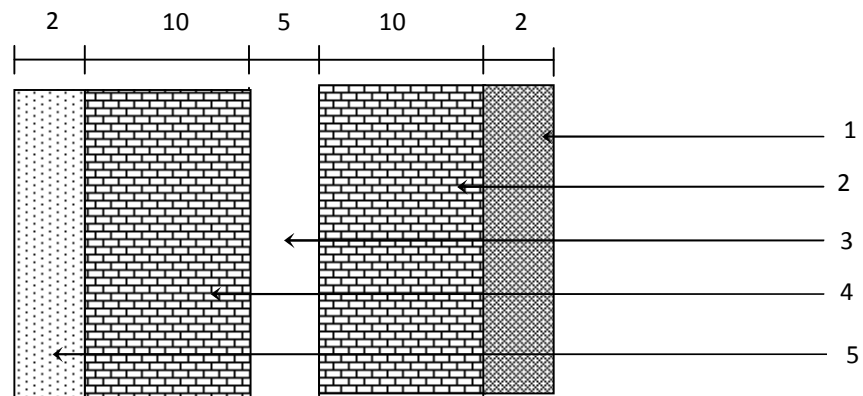


Figure : II.10.Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.6: Charge permanente du mur extérieur.

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2. Briques creuses	0,1	9	0,90
3. Lambe d'air	0,05	—	—
4. Briques creuses	0,1	9	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			G=2,36

- Mur intérieur :

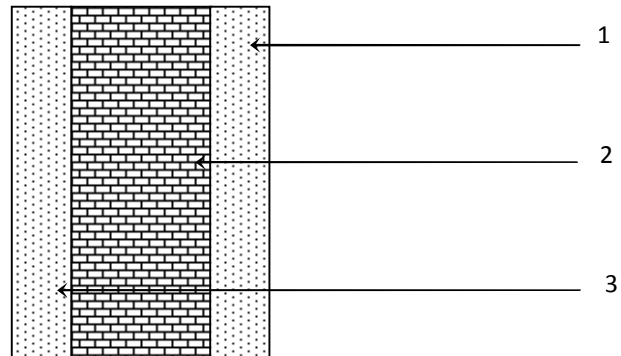


Figure : II.11. Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.7 : Charge du mur intérieur

	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1.Enduit de plâtre	0,02	0,20
2.Briques creuses	0,10	0,90
3.Enduit de plâtre	0,02	0,20
		G=1,3

5) Plancher dalle pleine :

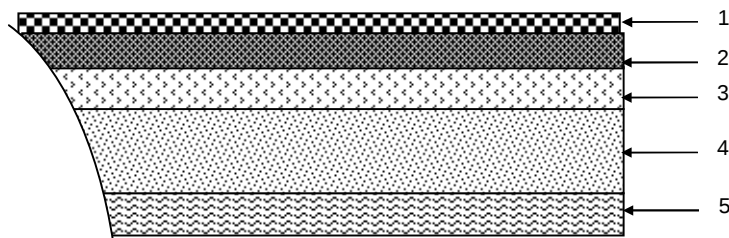


Figure. II.12- : Coupe transversale de la dalle pleine

Tableau II.8 : Charge permanente du plancher dalle pleine :

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Dalle pleine	0,15	25	3,75
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
				GTOT = 5,31

B) Surcharge d'exploitation(Q) :

Plancher terrasse inaccessible..... 1 [KN/m²]

Planche étage courant et: à usage d'habitation..... 1,5[KN/m²]

Plancher de RDC en entresol (locaux) 2,5[KN/m²]

Escalier2,5[KN/m²]

console..... .3,5[KN/m²]

Acrotère.....1[KN/m²]

II.6 Calcul du poids propre des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section du poteau (25×25) →Section minimale exigée par *le RPA99 modifié 2003*.

$$P = G \times S$$

➤ **poids des poutres principales :**

$$G_{pp} = 25(0,25 \times 0,35) \times 4,15 = 9,078 \text{ [KN]}$$

➤ **Poids des poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 25(0,25 \times 0,35) (4,15) = 9,078 \text{ [KN]}$$

On aura alors le poids de la poutre : $G_p = 18,156 \text{ [KN]}$.

➤ **Poids du plancher :**a) **Poids du plancher terrasse :**

$$G = 5,82 \times 17,22 = 100,22 \text{ [KN]}$$

b) **Poids du plancher d'étage courant :**

$$G = 5,06 \times 17,22 = 87,133 \text{ [KN]}$$

➤ **Poids des poteaux :**a) **Poteaux de RDC en entresol :**

$$G = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,36 = 5,25 \text{ KN.}$$

b) **Poteaux d'étage courant :**

$$G = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN.}$$

• **Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse : $Q_0 = 17,22 \times 1,00 = 17,22 \text{ KN.}$

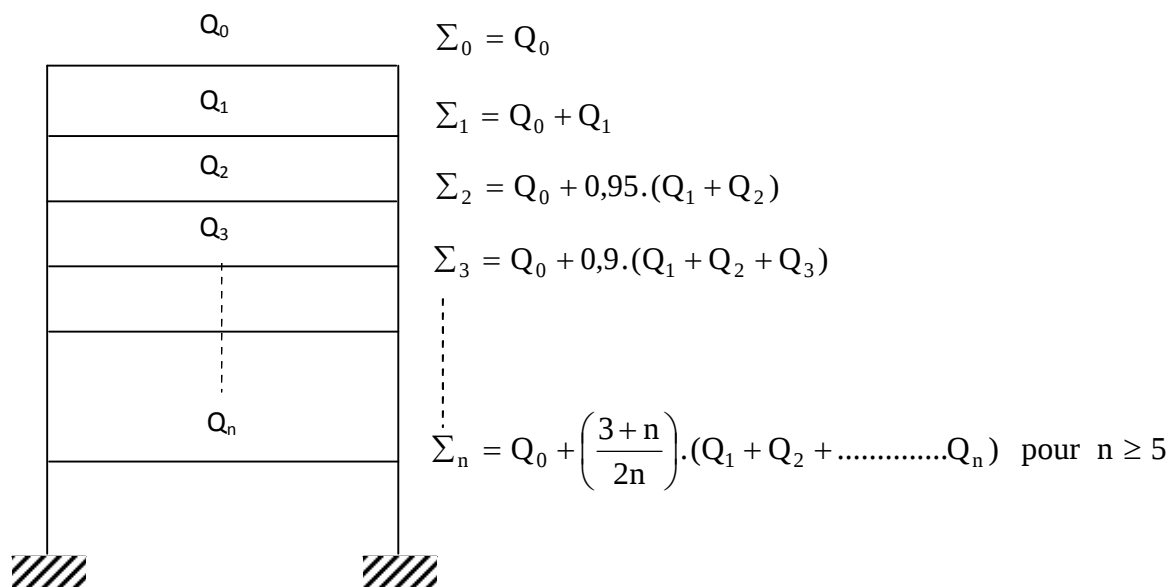
Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 17,22 \times 1,5 = 25,83 \text{ KN.}$

Plancher RDC en entresol : $Q_9 = 17,22 \times 2,5 = 43,05 \text{ KN.}$

II.7. La loi de dégression des surcharges:

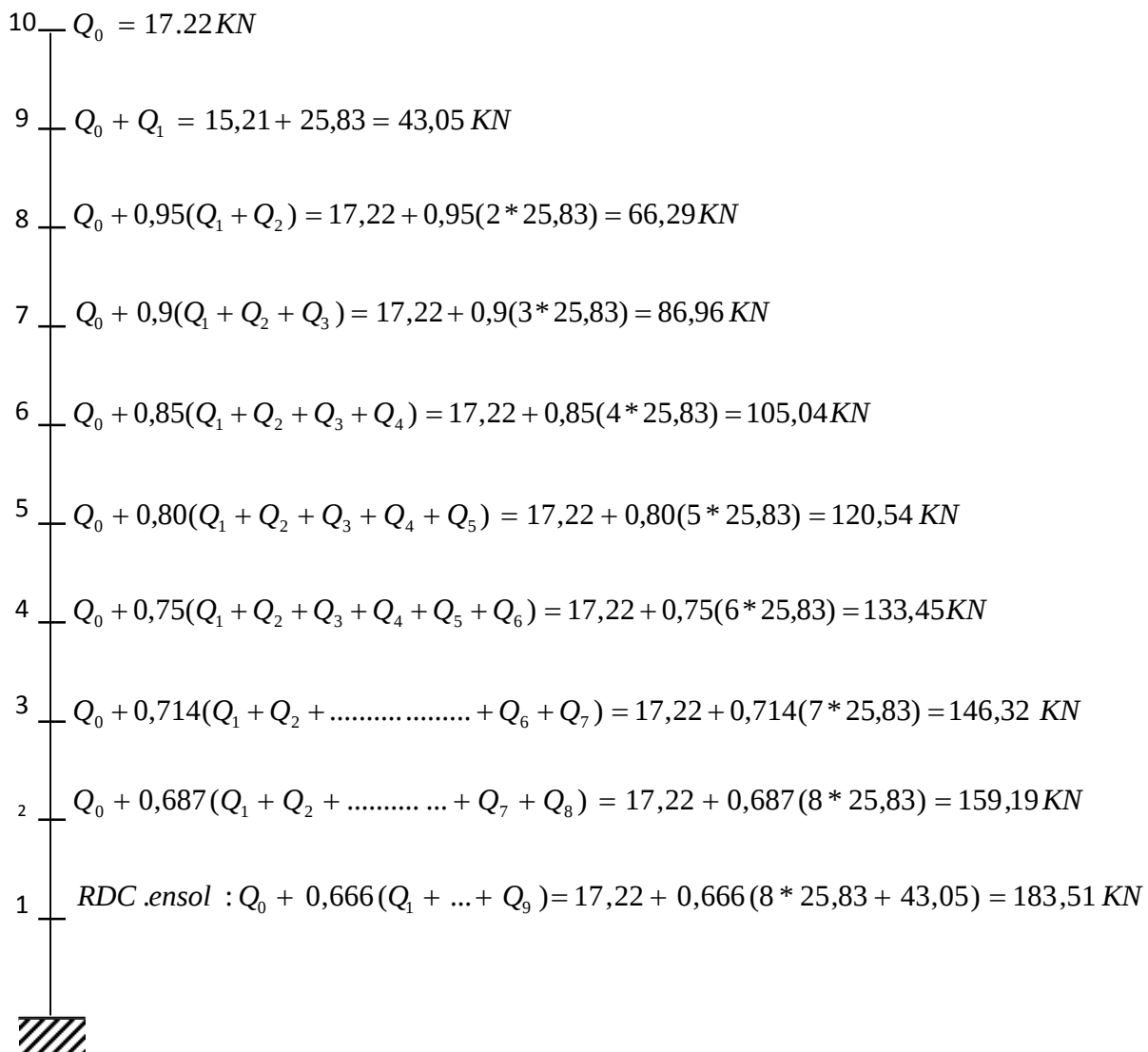
D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes



Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	25	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

Tableau II.8: Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$ ➤ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges 'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée : $s = \frac{N}{0.3 \times f_{c28}}$	Section adoptée
9	100,22	18,156	0	118,37	118,37	17,22	17,22	138,19	184,25	25X25
8	87,133	18,156	4,78	110,06	228,43	25,83	43,05	276,68	368,90	25X25
7	87,133	18,156	4,78	110,06	338,49	25,83	66,29	412,58	550,10	25X25
6	87,133	18,156	4,78	110,06	448,55	25,83	86,96	545,91	727,88	30X30
5	87,133	18,156	4,78	110,06	558,61	25,83	105,04	676,65	902,2	35X35
4	87,133	18,156	4,78	110,06	668,67	25,83	120,54	804,81	1073,08	35X35
3	87,133	18,156	4,78	110,06	778,73	25,83	133,45	930,38	1240,50	40X40
2	87,133	18,156	4,78	110,06	880,79	25,83	146,32	1055,91	1407,88	40X40
1	87,133	18,156	4,78	110,06	998,85	25,83	159,19	1181,44	1575,25	45X45
RDC en entre sol	87,133	18,156	5,25	110,54	1109,39	43,05	183,51	1318,89	1758,52	45X45

II.8 : Calculs des rigidités et inerties:

Dans les tableaux suivants „nous allons calculer la rigidité des poutres trouvées ultérieurement avec celle des poteaux

L'article 7.6.2 du RPA 2003 nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieur à celle des poutres

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_s).$$

$$\text{On a: } \sigma = M_v / I \text{ donc } M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pot}/v \geq 1,25 (\sigma I_{pout}/v + \sigma I_{pout}/v)$$

on aura :

$$\text{➤ } I_{pot} \geq 1,25 I_{pout}$$

Inertie poutres principales (25x35) :

$$I_{pout} = (25 \times 35^3) / 12 = 89322,92 \text{ cm}^4$$

Inertie poteaux :**RDC et 1^{er} étage :**

$$I_{pot} = (45 \times 45^3)/12 = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{pot} = (45 \times 45^3)/12 = 341718,75 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} I_{pot} > 1,25 I_{pout} \longrightarrow \text{CV}$$

2^{eme} et 3^{eme} étage :

$$I_{pot} = (40 \times 40^3)/12 = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{pot} = (40 \times 40^3)/12 = 213333,33 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} I_{pot} > 1,25 I_{pout} \longrightarrow \text{CV}$$

4^{eme} et 5^{eme} étage :

$$I_{pot} = (35 \times 35^3)/12 = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{pot} = (35 \times 35^3)/12 = 125052,08 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} I_{pot} > 1,25 I_{pout} \longrightarrow \text{CV}$$

6^{eme} étage :

$$I_{pot} = (30 \times 30^3)/12 = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{pot} = (30 \times 30^3)/12 = 67500 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} I_{pot} < 1,25 I_{pout} \longrightarrow \text{CNV}$$

7^{eme} au 9^{eme} étage :

$$I_{pot} = (25 \times 25^3)/12 = 32552,08 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{pot} = (25 \times 25^3)/12 = 32552,08 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} I_{pot} < 1,25 I_{pout} \longrightarrow \text{CNV}$$

Remarque :

D'après les résultats ci-dessus, nous concluons que l'inertie des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée du 6^{eme} au 9^{eme} étage donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification d'inertie sont :

Niveaux	L0 cm	Sections cm^2
RDC et 1 ^{er} étage	336	45x45
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	306	40x40
4 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	306	35x35

II.8 Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1 - \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$$

$$2 - \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$3 - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étagé.

Conditions exigés par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	vérification
$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$ $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	(35x35)	Min (25x25)=25 [cm]	✓
	(40x40)	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ [cm]}$	✓
	(45x45)		✓
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	✓
	RDC en	Min (25x25)=25 [cm]	✓
	Entresol : (45x45)	$\frac{h_e}{20} = \frac{336}{20} = 16,8 \text{ [cm]}$	✓
		$\frac{b}{h}=1$	✓

Tableau II .9 : Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1

II.9 Vérifications de la condition de non flambement des poteaux :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux

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

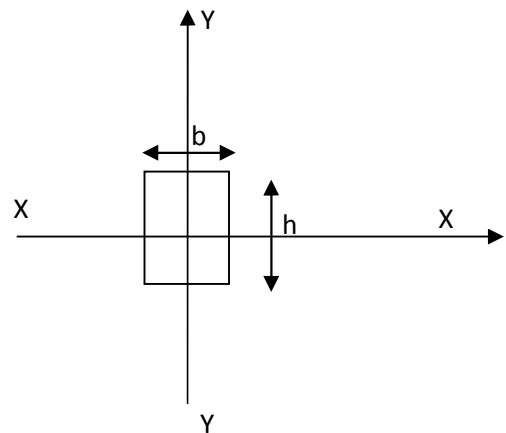
Avec

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$)

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

L_0 : hauteur libre du poteau

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



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

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

- Poteaux (45x45): $L_0=3,36 \Rightarrow \lambda=18,10 \leq 50$
- Poteaux (45x45): $L_0=3,06 \Rightarrow \lambda=16,48 \leq 50$.
- poteaux (40x40) : $L_0=3,06 \Rightarrow \lambda = 18,55 \leq 50$.
- Poteaux (35X35): $L_0=3,06 \Rightarrow \lambda=21,20 \leq 50$.

➤ Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement

CONCLUSION :

Compte-tenu de ce qui précède à savoir :

-Les caractéristiques spécifiques du projet

-L'identification des différentes contraintes

-Les calculs effectués selon les paramètres retenus pour chaque élément,

On retiendra pour le pré dimensionnement des éléments les résultats consignés ci-dessous :

Hauteur du plancher en corps creux		e = 20 cm soit (16+4).
Epaisseur de la dalle pleine		e =15cm
Epaisseur des voiles		e = 25 cm
Section des poutres	poutres principales	b x h (25x35).
	Poutres secondaires	b x h (25x35).
Section des poteaux	RDC et 1er niveau	(45x45)
	2ème et 3ème niveau	(40X40)
	4ème au 9ème niveau	(35X35)

Tableau II .10 : Récapitulatif des résultats

Introduction :

On procédera dans ce chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant la structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse de contreventement, ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharge d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère
- Les plancher en corps creux
- Les consoles en dalle pleine
- L'escalier
- L'ascenseur

III.1.L'acrotère :

III.1.1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [kN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ...etc.) qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.1.2 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$; La surface : $0,0685 \text{ m}^2$

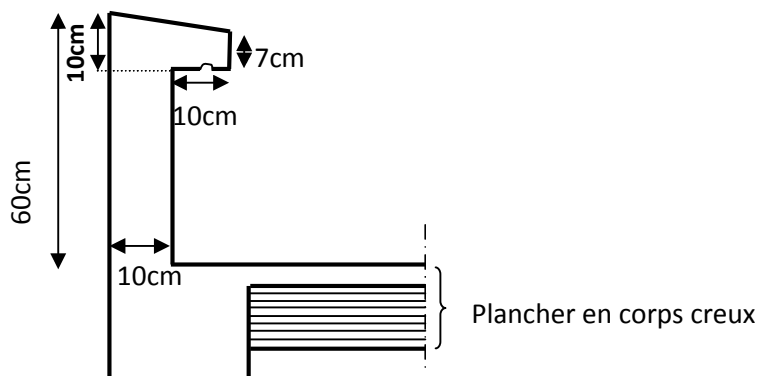


Figure.III.1.1 : coupe verticale de l'acrotère.

III.1.3 : Calcul des sollicitations :

- **Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton = $2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \cdot S \cdot 1\text{m}$$

$$G = \rho \times \left[(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) - \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : **$Q = 1 \text{ kN/ml}$** .

- **Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : **$N = G \times 1 = 1,71 \text{ kN}$**

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

Moment de renversement M dû à Q : **$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ kN.m}$**

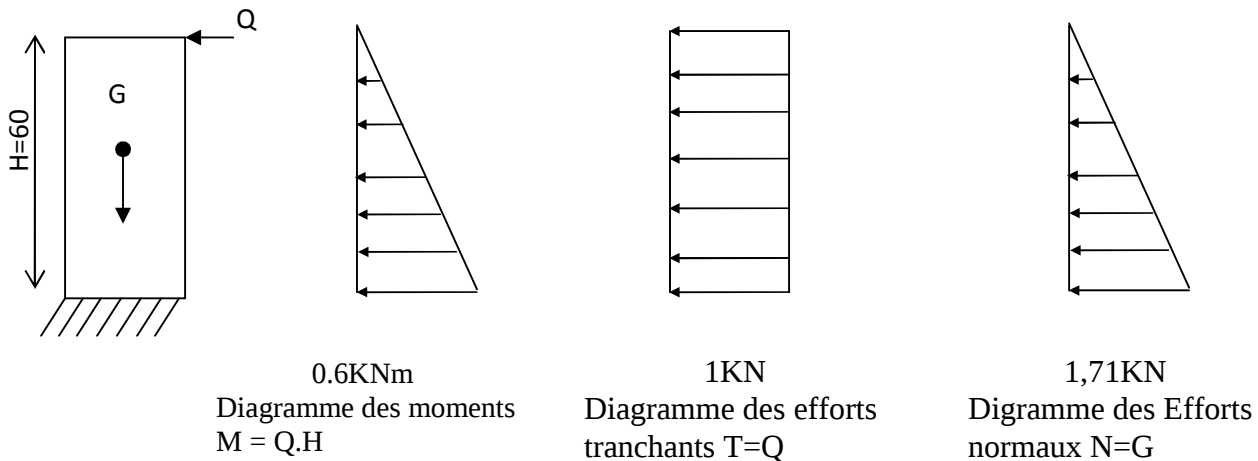


Figure .III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.A.4 : Les combinaisons de charges :**ELU :**

La combinaison est $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1,35 N = 1,35 \times 1,71 = 2,3085 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1,5 M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

ELS:

La combinaison est : $G + Q$

$$N_s = N = 1,71 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0,6 \text{ kN.m}$$

III.A.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».



Figure.III .1.3: Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

- 1-Calcul de l'excentricité

- $e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.3085} = 0,380m \approx 40cm$

- $y = \frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2cm$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

y : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 40\text{ cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2\text{ cm}$

le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- 2- Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2.3085 \times [0,4 + (\frac{0,1}{2}) - 0,03] = 0,969\text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,969 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392$$

$\rightarrow \mu_u = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

Avec : $f_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 14,2$ [MPa]

Conclusion : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \delta_s \times d} = \frac{0,969 \times 1000}{0,993 \times 348 \times 7} = 0,40 \text{ cm}^2$$

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

3-Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{Nu}{\delta_s} = 0,4 - \frac{2,3085}{34,8} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.A.6 : Vérification à l'ELU :

1. La condition de non fragilité :(Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Avec :

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

Conclusion : Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : un espacement $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2,51/4 = 0,628 \text{ cm}^2$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2,01$ avec un espacement de $S_t = 25$ [cm]

2. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91)

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement: } \Psi_s = 1,5 \text{ H.A} ; \quad \Psi_s = 1 \text{ r.l}$$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \Pi \Phi = 5 \times \Pi \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 12,56} = 0,190 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,190 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement droit : (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

5. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St = 20 \text{ cm} < \text{Min}(2h; 25 \text{ cm})$

On a adopté un espacement de 20 cm $\rightarrow$ condition vérifiée.

III.A.7 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1- Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1,6 \text{ H.A} ; \quad \eta = 1 \text{ R.L}\}$ et dans notre cas : $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \{266.6, \max (200, 201.63)\} \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,359$$

$$\rho_1 = 0,359 \rightarrow \beta_1 = 0,907$$

$$\rho_1 = 0,359 \rightarrow \beta_1 = 0,907 \longrightarrow K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 37,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{37,65}{38,76} = 0,97 \text{ MPa} \quad (\beta = 0,907 \quad ; \quad K_1 = 38,76)$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissurations dans le béton comprimé.

III.A.8 : Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)

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

A = 0,15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

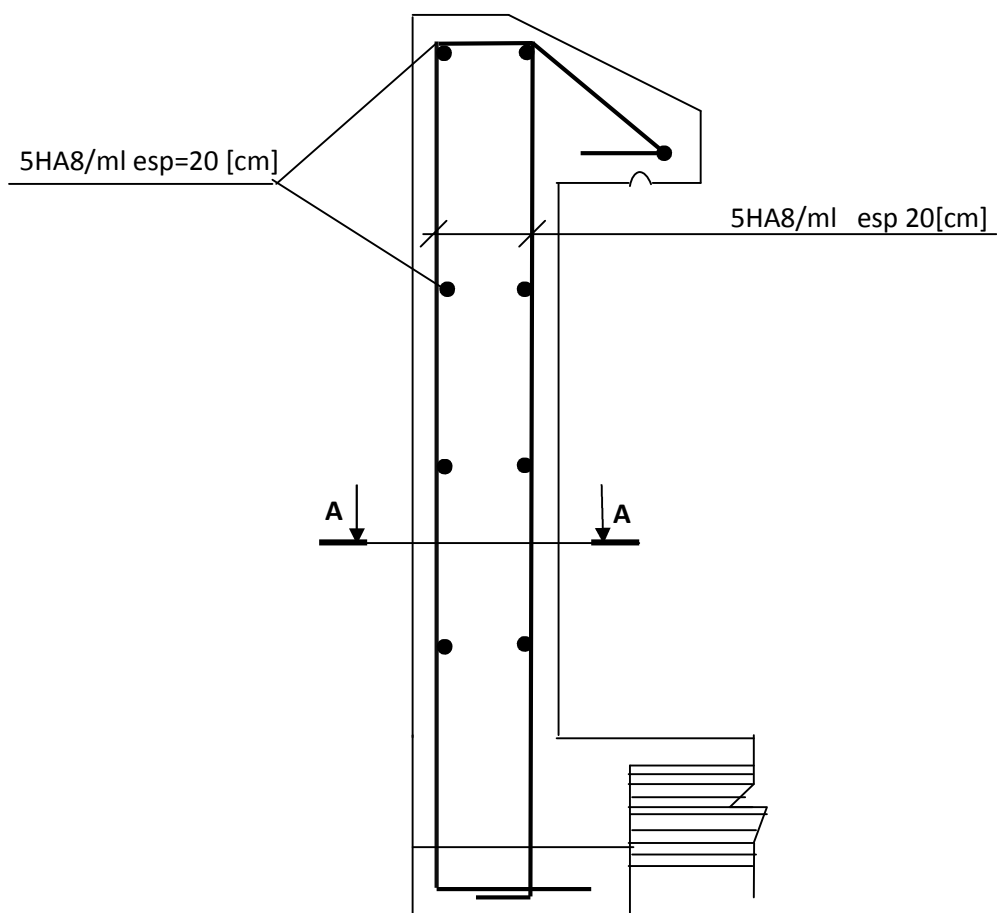
Dans notre cas (élément en console) : C_p = 0,8

W_p: Poids de l'acrotère (W_p= 1,71kN/ml)

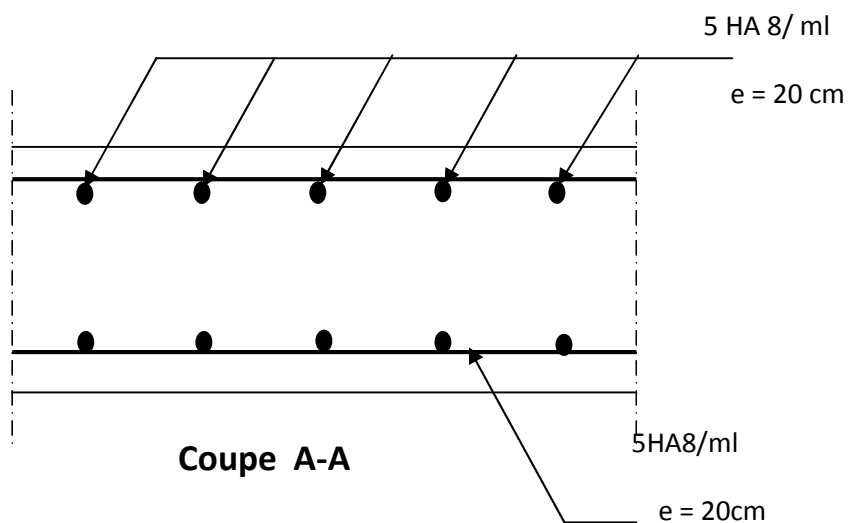
D'où : F_p = 4×0,15×0,8×1,71=0,82kN/ml.

F_p = 0,82kN/ml < Q = 1 kN/ml → La condition est vérifiée.

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.



Coupe en élévation



Coupe A-A

Figure.III.A.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER :

INTRODUCTION :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier

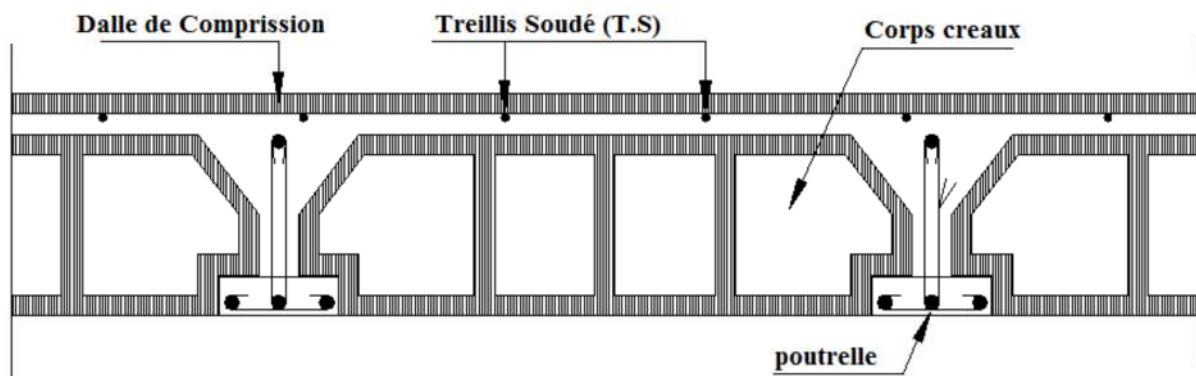


Figure. III.2.1: coupe transversale dans un plancher en corps creux.

III.2.1: Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit: } 5\text{HA4 /ml} , A = 0,63 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20\text{cm}$$

Avec : S_t : distance entre les armatures.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.63/2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA4/ml}, A = 0,63 \text{ cm}^2, S_t=20\text{cm}$$

Finalement : Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (20x20) cm².

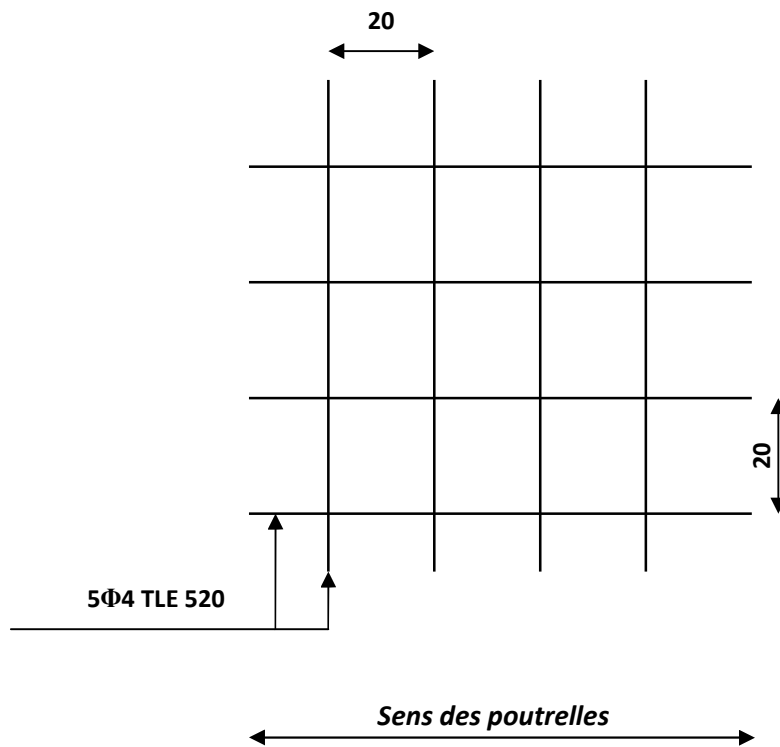


Figure III.2.2 : Treillis soudé (20×20) cm².

III.2.2 : Etude des poutrelles :

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

✓ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

✓ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

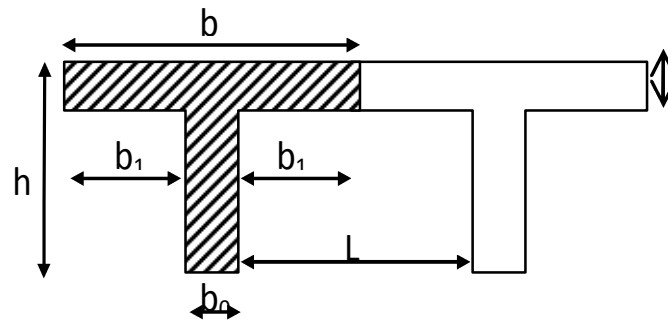


Figure III.2.3 : surface revenant aux poutrelles.

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

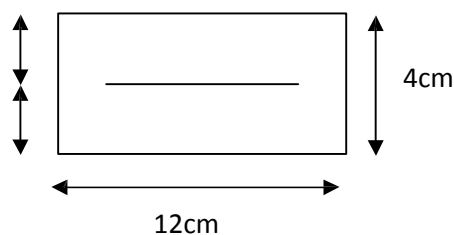
$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

L = La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$.

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm}$$

- La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4)\text{ cm}^2$.



Section transversale de la poutrelle

→Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

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

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps Creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge de l'ouvrier : 1 KN /ml .
- **Charge permanente : $G = 0,12 + 0,65 = 0,74 \text{ KN/ml}$**
- **Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$** .
- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}.$$

$$q_u = 2,50 \text{ KN/ml}$$

Moment max en travée :

$$M_U = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2,5 \times 4,4^2}{8} = 6,05 \text{ [KN.m]}$$

Effort tranchant en travée :

$$T = \frac{q_u}{2} l = \frac{2,5 \times 4,4}{2} = 5,5 \text{ KN}.$$

Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $C = 2 \text{ cm}$

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

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_b = \frac{6,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,87 > \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{la section est doublement armée}$$

$\mu > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section doublement armée.

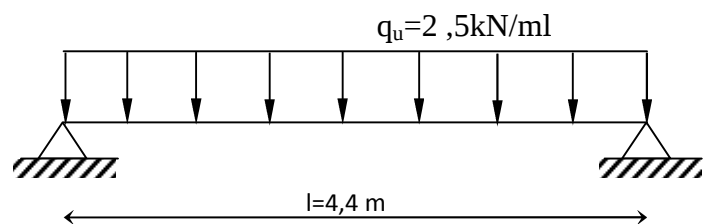


Figure.III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle.

Remarque : la hauteur de la poutrelle ($h=4[\text{cm}]$) étant insuffisante pour disposer 02 nappes d'armatures, il faudra alors lui prévoir des étais qui serviront comme appuis intermédiaires.

2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Nous avons deux dispositions de poutrelles à calculer

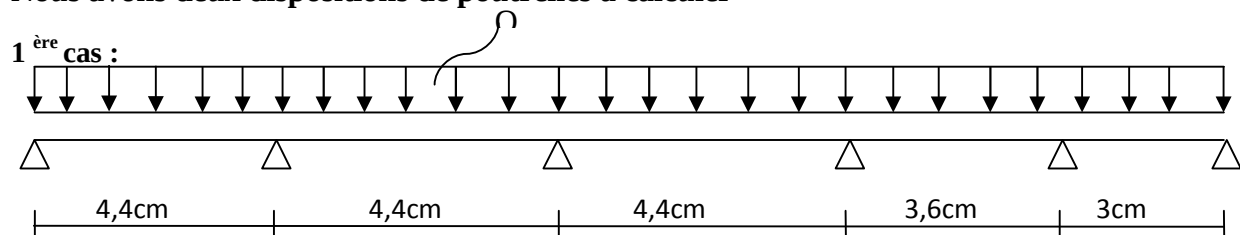


Figure. III.2.5: schéma statique de la poutrelle.

- **chargement :**

Poids propre du plancher :

$$G = 5,06 \times 0,65 = 3,3 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

- **Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,3) + 1,5 (0,975) = 5,917 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,3 + 0,975 = 4,275 \text{ KN}$$

Choix de la méthode :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois (3) moments.
- Méthode de Caquot.

III.2.3 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m.

$$Q = 1,63 \text{ KN/ml} \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,3 = 6,6 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 0,975 \text{ kN/ml} \leq \max (2 \times G = 6,6 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ La condition est vérifiée.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 $\rightarrow$ La condition est vérifiée.

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25.$$

$$0,8 < (4,4/4,4) = 1,00 < 1,25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0,8 < (4,4/4,4) = 1,00 < 1,25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0,8 < (4,4/3,6) = 1,22 < 1,25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0,8 < (3,6/3) = 1,2 < 1,25 \text{ (condition vérifiée).}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\rightarrow$ La condition est vérifiée.

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

➤ Exposé de la méthode :

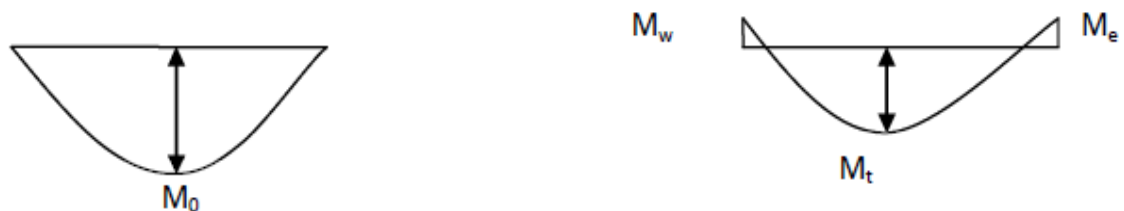


Figure III.2.6: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

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

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

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

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

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie.

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

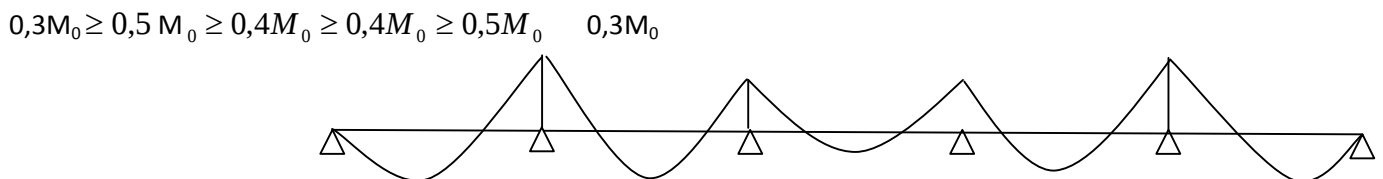
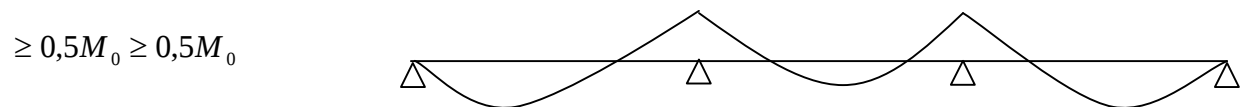
$$\text{Et } \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



Dans notre cas nous avons une poutre sur 6 appuis comme représentée dans le diagramme suivant :

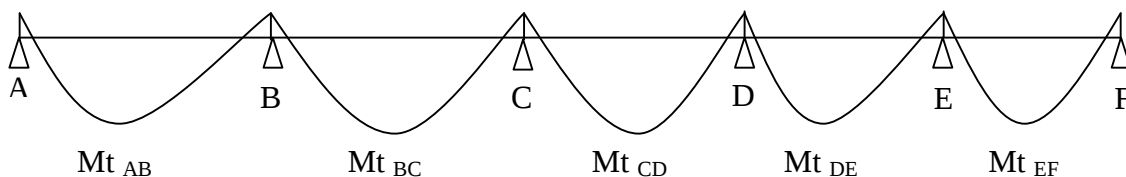


Figure III.2.7: Diagramme des moments.

Application de la méthode :

➤ à L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,3) + 1,5 (0,975) = 5,917 \text{ KN/m}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,3} = 0,228$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1 + (0,3 \times 0,228) = 1,068 \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2} = [1 + (0,3 \times 0,228)]/2 = 0,534 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = [1,2 + (0,3 \times 0,228)]/2 = 0,634 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques M_{0i} :**

En travée :

$$M_0 = \frac{q_u}{8} l^2$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4,40	4,40	4,40	3,60	3,00
$M_0(\text{KN.m})$	14,31	14,31	14,31	9,58	6,65

Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
$M_{\text{appuis}}(\text{kn.m})$	4,29	7,15	5,72	5,72	4,79	1,99

- Calcul des moments en travées :**

Travée A-B : travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4,29 + 7,15)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 9,56 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 14,31 = 9,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :

$$M_{tAB} = 9,56 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(7,15+5,72)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 8,84 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,534 \times 14,31 = 7,64 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC}=8,84 \text{ KN.m.}$

Travée C-D : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5,72+5,72)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 9,56 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,534 \times 14,31 = 7,64 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{tCD}=9,56 \text{ KN.m.}$

Travée D-E : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5,72+4,79)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 9,58)] = 4,97 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,534 \times 9,58 = 5,11 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{tDE}=5,11 \text{ KN.m.}$

Travée E-F : travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4,79 + 1,99)}{2} + \max[(1,05 \times 6,65); (1,068 \times 6,65)] = 3,71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 6,65 = 4,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :

$$M_{tEF}=4,21 \text{ KN.m}$$

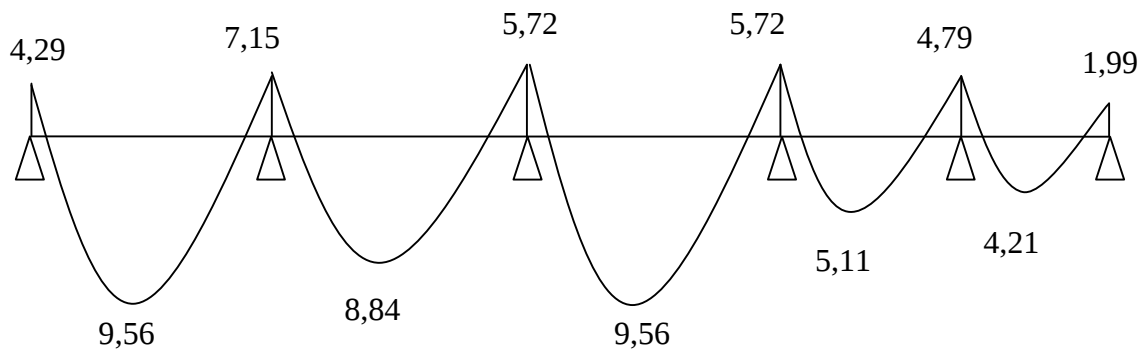


Figure III .2.8: Diagramme des moments fléchissent à l'ELU en KN m.

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec : } \theta(x=0) = +\frac{q_u \times L_i}{2} \text{ et } \theta(x=L_i) = -\frac{q_u \times L_{i+1}}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui, $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

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

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Application :

$$\text{Travée (A-B)} : \begin{cases} T_A = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 4,29}{4,4} = 12,36 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 4,29}{4,4} = -13,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} : \begin{cases} T_B = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-5,72 + 7,15}{4,4} = 13,34 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-5,72 + 7,15}{4,4} = -12,69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} : \begin{cases} T_C = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-5,72 + 5,72}{4,4} = 13,01 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-5,72 + 5,72}{4,4} = -13,01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} : \begin{cases} T_D = \frac{5,917 \times 3,60}{2} + \frac{-4,79 + 5,72}{3,60} = 10,90 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{5,917 \times 3,60}{2} + \frac{-4,79 + 5,72}{3,60} = -10,39 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (E-F)} : \begin{cases} T_E = \frac{5,917 \times 3}{2} + \frac{-1,99 + 4,79}{3} = 9,80 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{5,917 \times 3}{2} + \frac{-1,99 + 4,79}{3} = -7,94 \text{ KN} \end{cases}$$

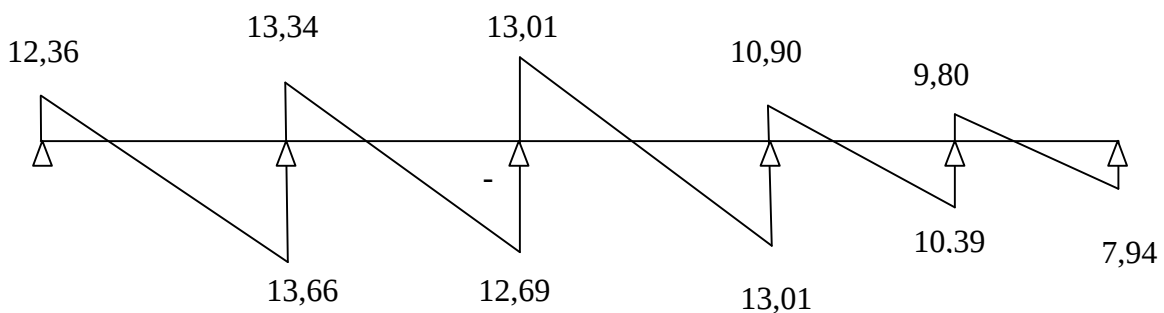
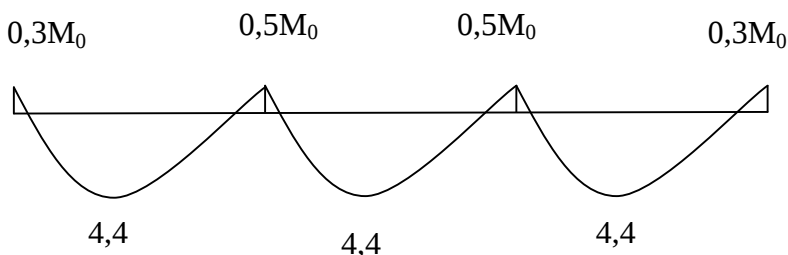


Figure III.2.9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

2^{ème} cas :



Application de la méthode :

➤ à L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,3) + 1,5 (0,975) = 5,917 \text{ KN/m}$

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,3} = 0,228$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1 + (0,3 \times 0,228) = 1,068 \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = [1 + (0,3 \times 0,228)]/2 = 0,534 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = [1,2 + (0,3 \times 0,228)]/2 = 0,634 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques M_{0i} :**

En travée :

$$M_0 = \frac{q_u}{8} l^2$$

Travée	AB	BC	CD
L(m)	4,4	4,4	4,4
$M_0(\text{Kn})$	14,31	14,31	14,31

Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,5	0,3
$M_{\text{appuis}} (\text{Kn.m})$	4,29	7,15	7,15	4,29

Travée A-B : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4,29+7,15)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 9,56 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,634 \times 14,32 = 9,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :

$$M_{tAB} = 9,56 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(7,15+7,15)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 8,13 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,534 \times 14,32 = 7,64 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 8,13 \text{ KN.m}$.

Travée C-D : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(7,15+4,29)}{2} + \max[(1,05 \times 14,31); (1,068 \times 14,31)] = 9,56 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,1634 \times 14,32 = 9,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :

$$M_{tAB} = 9,56 \text{ KN.m}$$

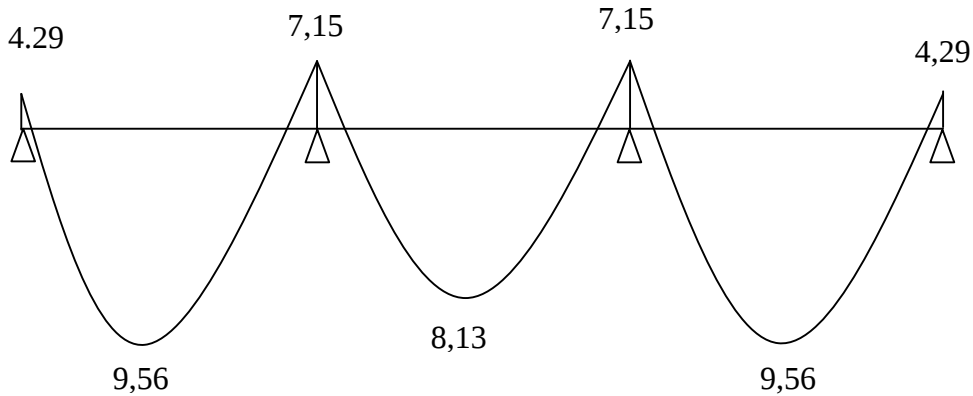


Figure III.2.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m.

- Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec } \theta(x=0) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{et } \theta(x=L_i) = - \frac{q_u \times L_{i+1}}{2}$$

$$\text{Travée (A-B)} : \begin{cases} T_A = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 4,29}{4,4} = 12,36 \text{ KN} \\ T_B = - \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 4,29}{4,4} = -13,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} : \begin{cases} T_B = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 7,15}{4,4} = 13,01 \text{ KN} \\ T_C = - \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-7,15 + 7,15}{4,4} = -13,01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} : \begin{cases} T_C = \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-4,29 + 7,15}{4,4} = 13,66 \text{ KN} \\ T_D = - \frac{5,917 \times 4,4}{2} + \frac{-4,29 + 7,15}{4,4} = -12,36 \text{ KN} \end{cases}$$

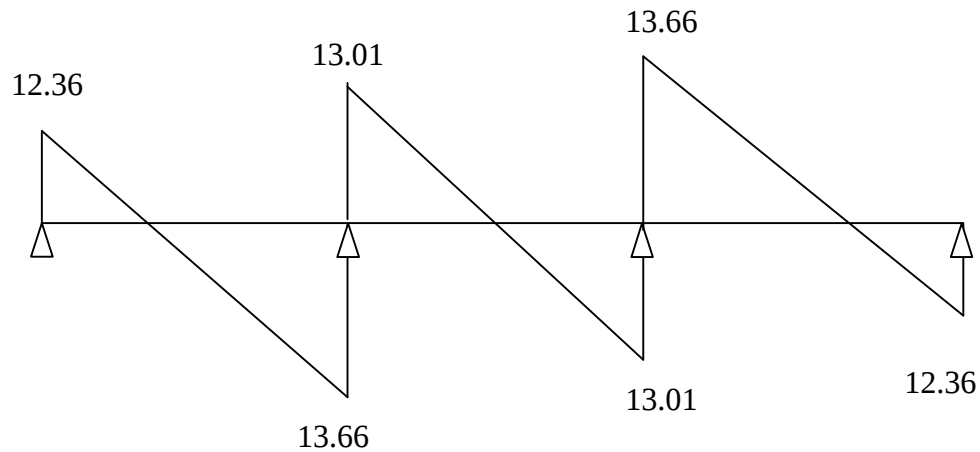


Figure III.2.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- **Ferraillage de la Poutrelle à L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant les moments maximaux :

En travée : $M_t^{\max} = 9,56 \text{ KN m}$.

Sur appui : $M_a^{\max} = 7,15 \text{ KN m}$.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

En travée :

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,07 \text{ KN m}$$

$M_t = 59,07 > M_t^{\max} = 9,56 \text{ KN m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20) cm^2 .

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,56 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,032 \implies \beta = 0,984.$$

$$\mu_u = 0,032 < \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,55 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire ($b \times h$) = (12 x 20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7,15 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,129 \implies \beta = 0,9305$$

$$\mu_u = 0,129 < \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,15 \times 10^3}{0,9305 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1,22 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des armatures transversales**

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

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifiée/Art :A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

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

Conclusion:

$$\text{En travée : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Les armatures transversales : } 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

III.2.4 : Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1 BAEL9 modifié 99).**

En travées :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{\max} = 13,66 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{13,66 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,632 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,632 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.13/BAEL91)**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i: \text{ somme de périmètres utiles des barres.}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

- **En travée**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,66 \times 10}{0,9 \times 18 \times 113,04} = 0,745 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0,745 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,66 \times 10}{0,9 \times 18 \times 7,536} = 1,11 \text{ MPa}$$

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

Donc $\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

(Art. A5.1.313/BAEL91)

$$\frac{2T_{max}}{a b_0} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a : \text{longueur d'appui de la bielle } a=0,9d$$

Appuis de rive :

Il faut vérifier que :

$$T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13,66 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13,34 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 90 modifiée 99)**

Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13,66 - \frac{4,29 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,15}{400} = -0,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13,34 - \frac{7,15 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,15}{400} = -0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,08 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

τ_{se} Contrainte d'adhérence

$\Psi = 1.5$ pour les aciers HA

l_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } l_s = 45 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III.2.5 : Vérification à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,917 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4,275 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow q_s/q_u = 0,72$$

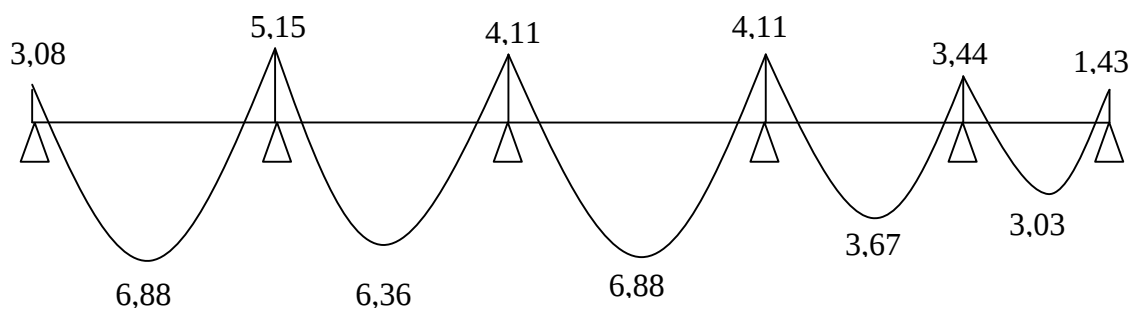


Figure III.2.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m.

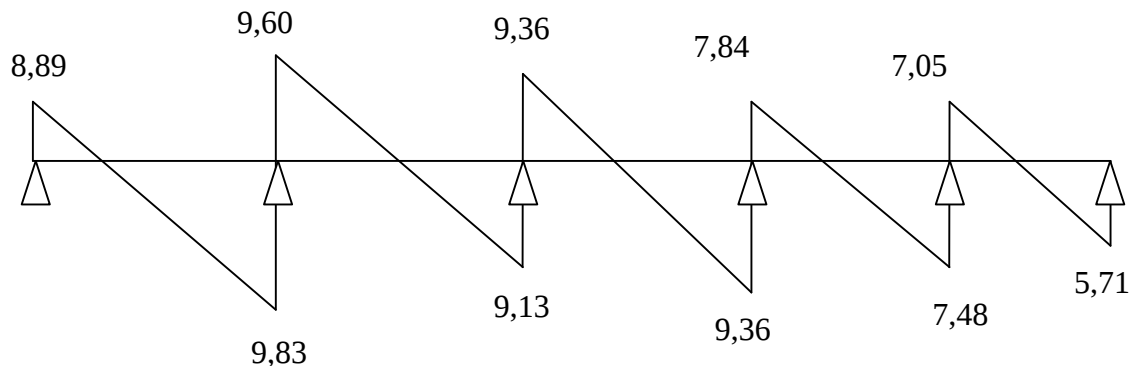


Figure III.2.13: Diagramme des efforts tranchants en Kn.

Etat limite de la compression de béton

✓ En travée

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 6,88 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 15,67 \\ \beta_1 = 0,837 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,88 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 134,70 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15,67} = 0,0638$$

$$\sigma_{bc} = 0,0638 \times 134,70 = 9,02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 2,26 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 5,15 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 20,31 \\ \beta_1 = 0,8584 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,15 \times 10^3}{0,8584 \times 18 \times 2,26} = 147,48 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 159,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20,31} = 0,0492$$

$$\sigma_{bc} = 0,0492 \times 147,48 = 7,256 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,256 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

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

$$3- \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{0,20}{4,4} = 0,045 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{h}{l} = \frac{0,20}{4,4} = 0,045 > \frac{1}{15} \times \frac{6,88}{10,35} = 0,044 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche**

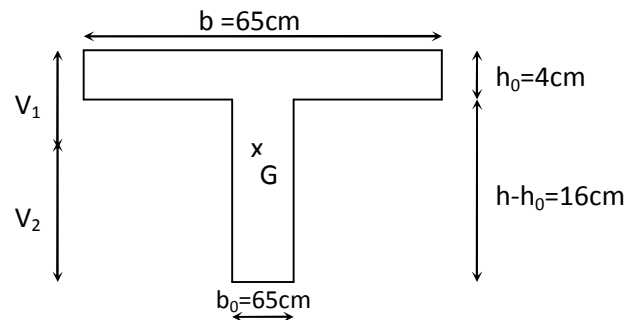


Figure III.2.14: La surface revenant aux poutrelles.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q_s L^2}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$: la fleche admissible

E_v : module de déformation, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 MPa$

I_{fv} : Inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1}{1 + (0,4X\mu\lambda_v)}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : Est le rapporte de l'aire A de la section de l'armature tendu à l'aire de la section utile de la nervure :

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

Calcule des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm.}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,43^3 + 12,57^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \rightarrow \beta_1 = 0,978$$

✓ **La contrainte dans les aciers tendus est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6,88 \times 10^6}{0,978 \times 180 \times 339} = 115,28 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2,57$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 115,28 + 2,1} \right] = 0,76$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 348 + 2,1} \right] = 0,92$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 0,92 \times 2,57} = 7127,52 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 4.275 \times 4.4^2}{384 \times 10818,865 \times 10^3 \times 7127,52 \times 10^{-8}} = 0,00139 \text{ m} = 0,139 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f = 0,139\text{cm} < \bar{f} = 0,88\text{cm}$$

La flèche est vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées pas $\longrightarrow$ de risque de flexion (les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire).

❖ **Armatures longitudinales :**

- En travée : $3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$
- Aux appuis : $2\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2$

❖ **Armatures transversales:**

- Etier : $2\text{HA}8 = 1\text{ cm}^2$

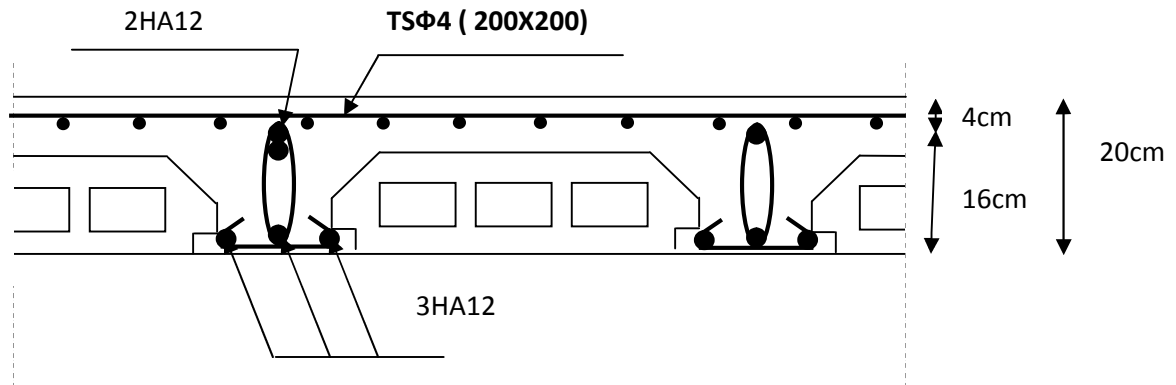
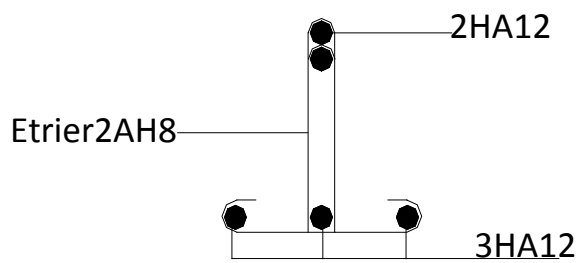
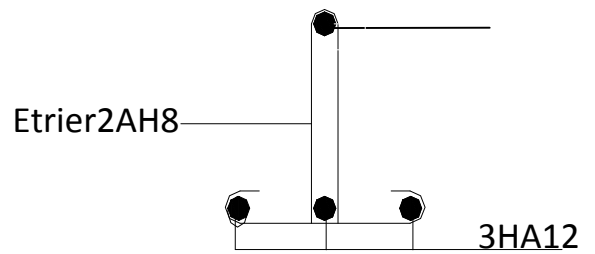


Schéma de ferrailage des planchers



Ferrailage aux appuis



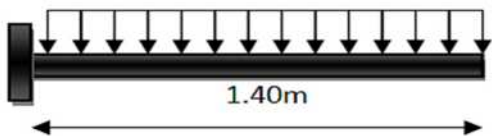
Ferrailage en travée

III.3: Dalles pleines :

A. Etude de la dalle pleine en console :

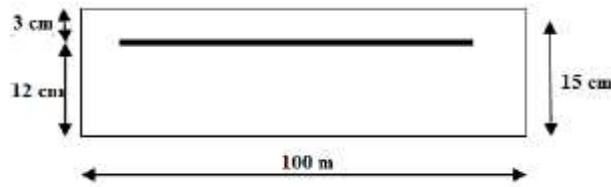
Introduction :

La dalle pleine se calcule comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, soumise à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Elle est constituée d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent $e_p=15\text{cm}$.

			Longueur	$L=1,40\text{ m.}$
			Hauteur	$h=0,15\text{m}$
			$G(\text{KN/m}^2)$	$G= 5,31\text{KN/m}^2.$
			$Q(\text{KN/m}^2)$	$Q =3,5\text{KN/m}^2.$
			P(Poids propre de garde-corps) KN/ml	-Mortier en ciment : $2*0,36=0,72\text{KN/ml}$ Brique creuse: $0,9\text{kn/ml}$ $P=1,62\text{ kN/ml}$
Combinaisons Des charges et sollicitations	ELU	$q_u=(1,35G +1,5Q) \times 1\text{ml}$ $q_{u1}=1.35P_1 = 1,35*1,62$	$q_u=12,418\text{KN}$ $q_{u1}=2,19\text{KN}$	
	Effort tranchant	$T_y=q_u.l+q_{u1}$ $T_y=12,41\times 1,4+2,19$	$T_y=19,57\text{KN}$	
	Moment	$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + q_{u1} * l$ $= \frac{12,41 \times 1,40^2}{2} + 2,19 * 1,40$	$M_u=15,22\text{KN.m}$	
	ELS	$q_s=(G +Q) \times 1\text{ml}$ $q_{s1}=1 \times P_1$	$q_s=8,81\text{KN}$ $q_{s1}=1,62\text{KN}$	
	Moment	$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + q_{s1} * l$ $= \frac{8,81 \times 1,40^2}{2} + 1,62 * 1,40$	$M_s=10,90\text{KN.m}$	

III.3.1: Ferrailage en flexion simple :**1. Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,22 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,074 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$



$$\mu = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,22 \times 10^3}{0,962 \times 12 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA 12 = 5,65 cm² Avec : St = 100/5 = 20 cm.

2. Armatures de répartition :

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

On opte pour : A_r = 5HA8 = 2,51 cm² avec : St = 20 cm.

A.2 : Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 révisé 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211).		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,57 + x10^3}{1000 \times 120}$	$\tau_u = 0,163 \text{MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{MPa})$	$\bar{\tau}_u = 2,2 \text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{MPa})$	0,163 < 2,5 vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement $\implies$ les armatures transversales non sont pas nécessaires.

❖ Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{19,57 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4}$ Avec : $\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{mm}$.	$\tau_{se} = 0,96 \text{MPa}$
Contrainte tangentielle limite	$\bar{\tau}_{se} = \psi^2 \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5$ pour HA	$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$
Vérification	$\tau_{se} = 0,96 \leq \bar{\tau}_{se} = \psi^2 \cdot f_{t28}$	1,20 < 3,15 vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A.4.2BAEL91)	
$V_U = q_u \cdot l + q_{u1}$	19,57KN
$\bar{V}_U = 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times \frac{100 \times 12}{1,15}$	9391,30 KN
$V_U = 19,57 \text{KN} \leq \bar{V}_U = 9391,30$	Condition vérifiée

❖ Vérification de l'écartement des barres :

Les armatures principales : $St=20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \implies$ condition vérifiée

Armatures de répartition : $St=20\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \implies$ condition vérifiée

❖ Calcul d'ancrage (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99) :

$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$	42,33cm On prend $L_s = 45\text{cm}$
$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$	2,835MPa
Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_r = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$	

3 : Vérification à L'ELS :

❖ Vérification a l'état d'ouverture des fissures(BAEL99/Art A.4.5,33)

Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3f_e, \max(0,5x f_e ; 110(\eta f_{t28})^{1/2})$ $= \min(2/3 \times 400 ; \max(200 ; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2}))$	$\sigma_s = 201,63\text{MPa}$
Contrainte d'acier calcule	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{10,9 \times 10^3}{5,65 \times 0,896 \times 12}$ Avec : $\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100,12} = 0,471$ $\beta = 0,896$ et $k = 33,08$	$\sigma_s = 179,43\text{MPa}$
Vérification	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \leq \sigma_s = \min(2/3f_e, 110(\eta f_{c28})^{1/2})$	$179,43 < 201,63$ Vérifiée

❖ Vérification des contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{179,43}{33,08}$	$\sigma_b = 5,43\text{MPa}$
Vérification	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$4,398 < 15\text{MPa}$ vérifiée

➤ Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (b) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (c) \end{cases}$$

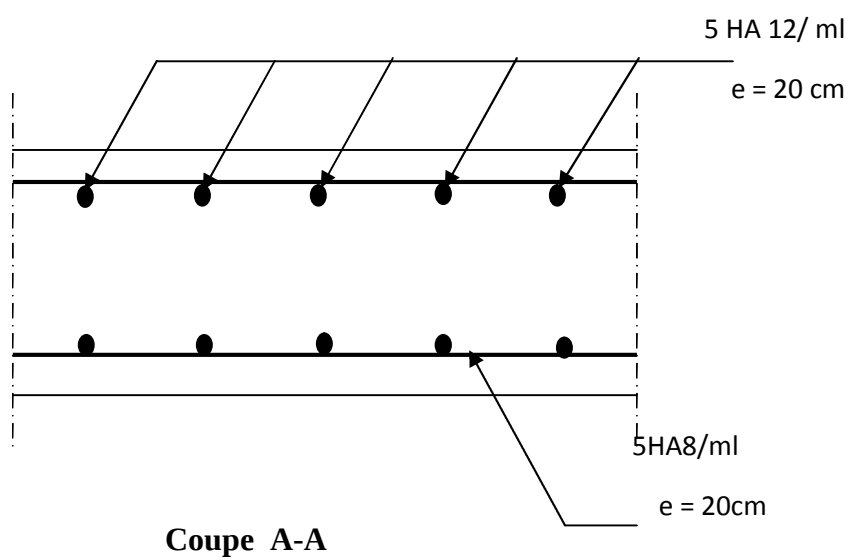
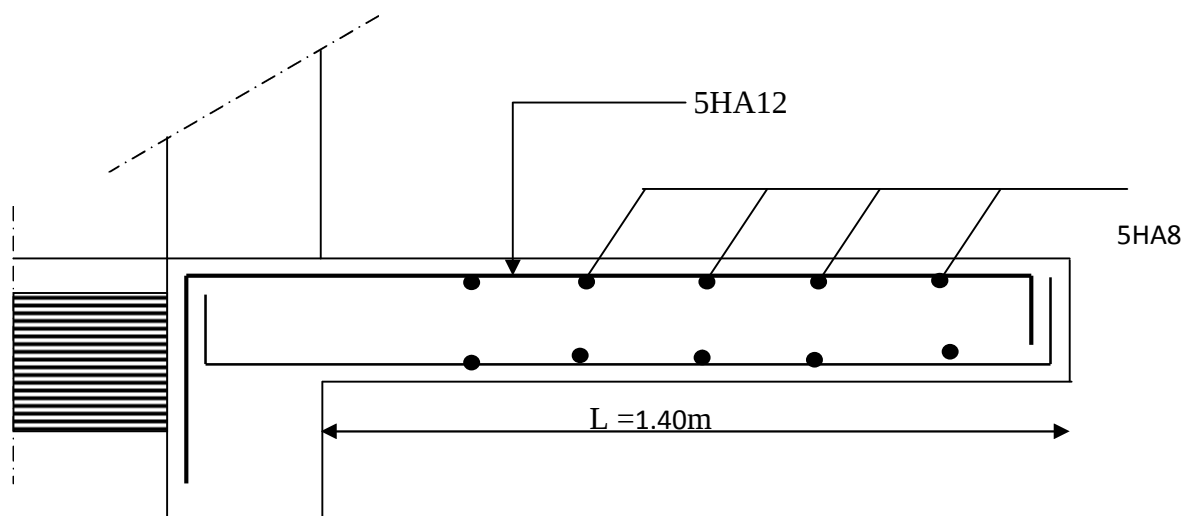
$$(a) \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$(b) \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{10,90}{10 \times 10,90} = 0,1 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$(c) \Rightarrow \left\{ \frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferrailage de la dalle pleine en console

B. Dalle pleine sur 3 appuis:

Les dalles pleines servent de hall dans les différents étages, elles ont une épaisseur de 15cm, elles reposent sur 3 appuis

B.1 : Caractéristiques des dalles pleines :

Dalle I :

- La surface de la dalle : $1,4 \times 3,80 = 5,32\text{m}^2$.
- Elle repose sur 3 appuis.

Dalle II :

- La surface de la dalle : $1,10 \times 1,75 = 1,92 \approx 2\text{m}^2$.
- Elle repose sur 3 appuis.

B.2 : Calcul de la dalle pleine :

Epaisseur de la dalle : $h_t = 15\text{cm}$ (chapitre II)

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

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

- Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75\text{KN/ml}$
 - Poids du revêtement : $G = 0,40\text{KN/ml}$
 - Poids du (sable + mortier): $G = 1,26\text{KN/ml}$
 - Poids de l'enduit de plâtre : $G = 0,40\text{KN/m}$
- $G_{\text{totale}} = 5,21 \text{ KN/ml}$

Dalle I :

Avec : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

$M_y = \mu_y \cdot M_x$

	ELU	ELS
Chargement	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1,5$ $q_u = 9,28\text{KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 5,21 + 1,5$ $q_s = 6,71\text{KN/ml}$
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,4	0,4
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0,2$
μ_x	0,1094	0,1115
μ_y	0,250	0,293
M_{x1}	1,98KN.m	1,46KN.m
M_{y1}	0,497KN.m	0,429KN.m

Dalle II :

	ELU	ELS
Chargement	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1,5$ $q_u = 9,28 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 5,21 + 1,5$ $q_s = 7,71 \text{ KN/ml}$
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,63	0,63
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0,2$
μ_x	0,0772	0,0825
μ_y	0,343	0,508
M_{x1}	0,866 KN.m	0,769 KN.m
M_{y1}	0,297 KN.m	0,390 N.m

➤ Pour le ferrailage nous allons utiliser les moments fléchissant de la dalle I.

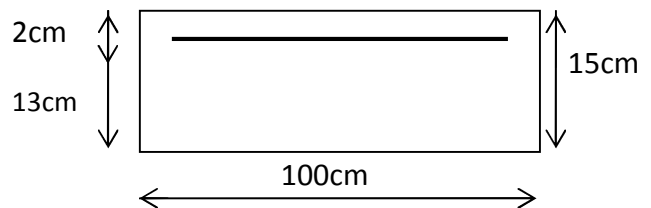
B.3 : Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

- **Sens X-X**

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 1,98 = -0,594 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,594 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,002 < \mathbf{0,392} \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0,999$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,594 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,131 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

En travée : $M_x^t = 0,85 \times 1,98 = 1,683 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,683 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,006 < \mathbf{0,392} \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,683 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,373 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25 cm**

- **Sens Y-Y :**

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 0,497 = -0,1491 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,1491 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,0006 < \mathbf{0,392} \quad \text{S.S.A} \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 1$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,1491 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0,032 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25 cm**

En travée : $M_x^t = 0,85 \times 0,497 = 0,422 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,422 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,002 < \mathbf{0,392} \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0,999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,422 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,093 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25 cm**

B.4 : Vérification à L'ELU :

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

- **Sens X-X :**

Le ferrailage de la dalle pleine doit satisfaire la CNF :

$$W_x = W_o(3 - \rho) = 0,0008(3 - 0,4)/2 = 0,0010$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h_t = 1,56 \text{ cm}^2$$

ρ_o : taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_o = 0,8\%$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \implies \text{la Condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$W_y = W_o = 0,0008$$

$$A_{\min} = W_y \times b \times h_t = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \implies \text{la Condition est vérifiée}$$

b. Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

- **Sens X-X :** $St = 25 \text{ cm} = \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \implies \text{CV}$

- Sens Y-Y : $St = 25\text{cm} < \min \{3 \text{ ht}, 33 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \implies \text{CV}$

c. Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2, 2 / BAEL91) $\tau_u = \frac{T}{b.d} < 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_u = \beta \times q_u \times a$$

$$V_u = \beta \times q_u \times b$$

$$V_{\max} = 1 \times 9,28 \times 3,8 = 35,26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{35,26 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,27 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} < 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies 0,27 < 1,16 \text{ MPA} \implies \text{CV}$$

➤ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Pour qu'il n'y ait pas d'entrainement de barres il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles des barres.}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

- **Sens X-X**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,26 \times 10}{0,9 \times 16 \times 125,6} = 1,94 \text{ MPa}$$

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

Donc $\tau_{se} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Sens Y-Y**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36$$

$$\tau_{se} = \frac{35,26 \times 10}{0,9 \times 16 \times 125,6} = 1,94 \text{ MPa}$$

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

Donc $\tau_{se} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Pas de risque d'entrainement des barres

E. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

τ_{se} Contrainte d'adhérence

$\Psi = 1.5$ pour les aciers HA

l_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } l_s = 40 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

B.5 : Vérification à l'ELS :

➤ Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 1,46 = -0,438 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 0,429 = -0,128 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 1,46 = 1,241 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 0,429 = 0,364 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

• Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_s = 0,438 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,020 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0,438 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 11,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,020 \times 11,65 = 0,23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } M_s = 1,241 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = \mathbf{0,241}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,020 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{1,241 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 33,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,020 \times 33 = 0,66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\text{Aux appuis : } M_s = 0,128 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = \mathbf{0,241}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,020 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0,128 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 3,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,020 \times 3,91 = 0,06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } M_s = 0,364 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = \mathbf{0,241}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,020 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,364 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 9,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,020 \times 9,68 = 0,19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots (b) \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (c) \end{array} \right.$$

$$(a) \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$(b) \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{1,241}{10 \times 1,241} = 0,1 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$(c) \Rightarrow \left\{ \frac{A}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

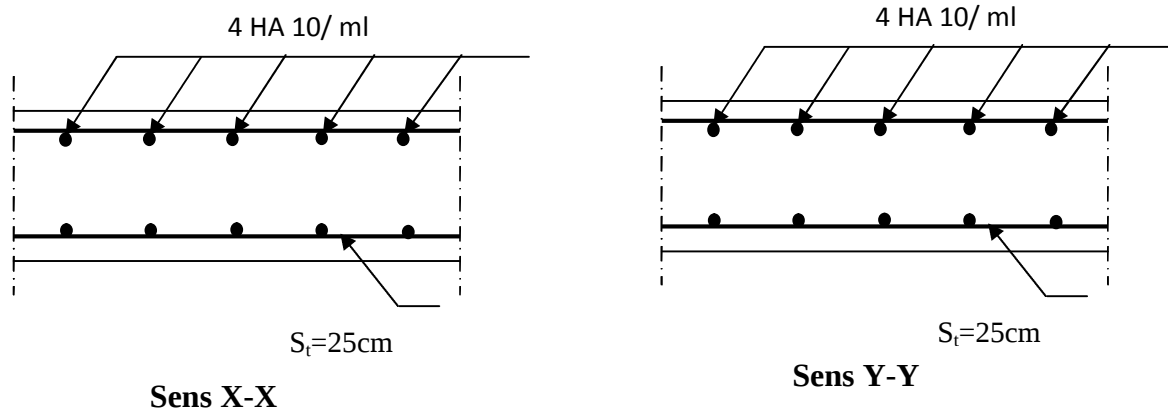
Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

4 HA10 tous les **25 cm** dans le **sens yy**.

4 HA10 tous les **25cm** dans le **sens xx**.



Ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

III.4: Les Escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles

seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur

place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

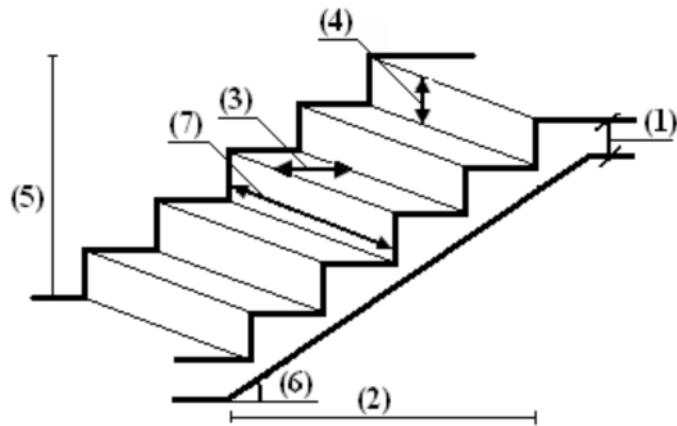


Figure III.4.1 : Schéma de l'escalier.

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Projection de la volée)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

✓ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

✓ **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

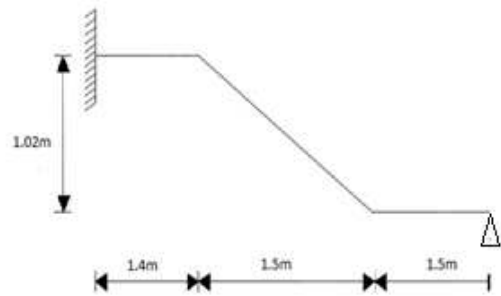
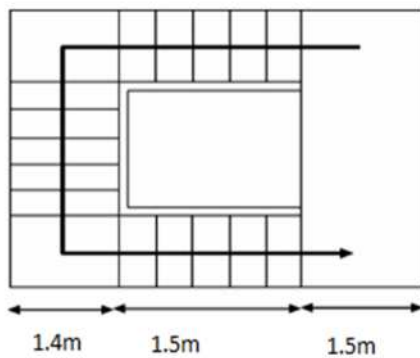
✓ **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

✓ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

✓ Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

✓ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches.
est appelé raideur de l'escalier.

III.4.1: Dimensionnement :

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

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17$ $g = 30 \text{ cm}$

$$n = H/17 = 102/17 = 6$$

n : nombre des contre marches.

$$n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

n-1 : nombre des marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

l : longueur de la paillasse projetée.

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$\text{D'où : } 2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm}$ Condition est vérifiée.

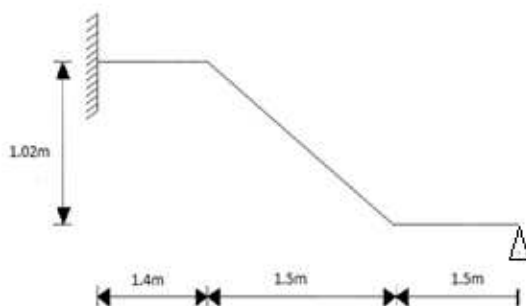
III.4.2: Dimensionnement de la paillasse.

Figure III.4.2 : Schéma de l'escalier.

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la condition suivante :

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

Avec :

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 34,21} = 181,37 \text{ cm}$$

$$L_0 = 150 + 181,37 + 140 = 471,37 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{471,37}{30} \leq ep \leq \frac{471,37}{20} \Rightarrow 15,71 \text{ cm} \leq ep \leq 23,56 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur : **ep=17cm.**

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.4.3: Calcul des sollicitations :

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

Simple

- **Charge permanente**

Eléments	Poids (KN/ m ²)
poids propre de la dalle pleine en BA	25×0,2=5,00
poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₁=6,44

Tableau III.4.1 : Charge permanente du palier de repos.

.Eléments	Poids (KN/ m ²)
poids propre de la paillasse	(25×0,17)/cosα=5,95
poids des marches	(25×0,2)/2=2,5
poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit)(0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₂=9,89

Tableau III.4.2: Charge permanente de la volée.

- **Surcharge d'exploitation.**

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons de charge :**

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

$$\text{Le palier : } q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 12,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{u2} = (1,35 \times 9,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 17,10 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Le palier : } q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1\text{m} = 8,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1\text{m} = 12,39 \text{ KN/ml}$$

III.4.4: Calcul des moments et effort tranchante a l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

Etude des paillass

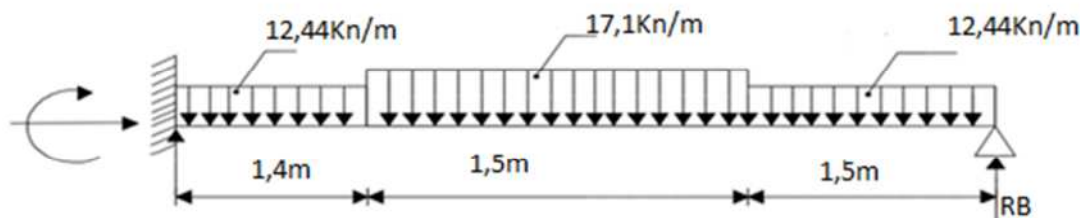


Figure III.4.3: Diagramme de chargement de la paillasse.

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (12,44 \times 1,40) + (17,10 \times 1,50) + (12,44 \times 1,50) = 61,73 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 61,73 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow$$

$$R_A = [(12,44 \times 1,4 \times 3,7) + (17,10 \times 1,5 \times 2,25) + (12,44 \times 1,50 \times 0,75)] / 4,4$$

$$\text{Donc: } R_A = 31 \text{ KN}$$

$$R_B = 30,73 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B=0$$

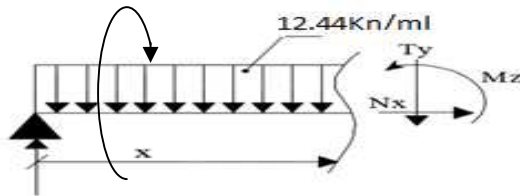
$$-31(4,4)+12,44(1,5)(3,7)+17,1(1,5)(2,15)+12,44(1,4)(0,7)-M=0$$

$$M=-0,02\text{kn.m}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4$

$$-0,02\text{k.m}$$



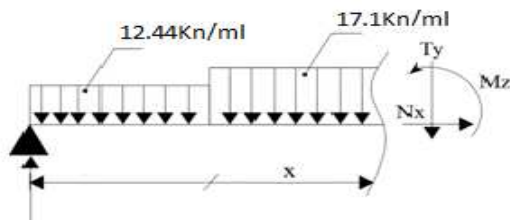
$$T(x) = R_A - 12,44 x = 31 - 12,44x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 31 \text{ kn} \\ x = 1,4 & T(1,40) = 13,58 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 31 x - 12,44 (x^2/2) - 0,02$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = -0,02 \text{ kn.m} \\ x = 1,40 & M(1,40) = 31,20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1,4 \leq x \leq 2,9$



$$T_x = R_A - 1,4q_1 - q_2(x-1,4)$$

$$M_x = R_A \cdot x - 1,4(x - \frac{1,4}{2}) q_1 - \frac{(x-1,4)^2}{2} q_2 - 0,02$$

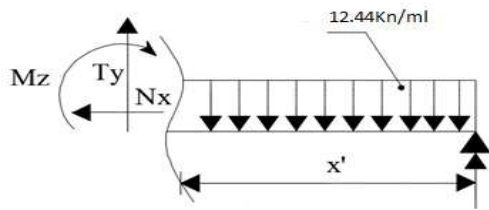
$$T(x) = 37,52 - 17,1x$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & (1,4) = 13,58 \text{ kn} \\ x = 2,9 & (2,9) = -12,07 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -8,55x^2 + 37,53x - 4,55$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 31,20 \text{ kn.m} \\ x = 2,9 & M(2,9) = 32,31 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,5$



$$T(y) = -RB + q_1 \cdot x$$

$$T(x) = -30,73 + 12,44 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -30,73 \text{ kn} \\ x = 1,5 & T(1,5) = -12,07 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_1 \frac{x^2}{2} + RB \cdot x$$

$$M(x) = -12,44 \frac{x^2}{2} + 30,73 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ x = 1,5 & M(1,5) = 32,31 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,4$	$31 - 12,44x$	$31x - 12,44 (x^2/2)$	0	31	-0,02
			1,4	13,58	31,20
$1,4 \leq X \leq 2,9$	$37,52 - 17,1x$	$-8,55x^2 + 37,53x - 4,57$	1,4	13,58	31,20
			2,9	-12,07	32,31
$0 \leq X \leq 1,5$	$-12,44x$	$-6,22x^2$	0	-30,73	0
			1,5	-12,07	32,31

Tableau III.4.3: Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Calcul du moment max:

$$T(x) = -30,73 + 12,44 \cdot x$$

La distance correspondant au moment max est : $x = 2,47\text{m}$

$$\text{Donc : } M_{\max} = -12,44 \frac{x^2}{2} + 30,73 \cdot x = 37,95 \text{ kn.m}$$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M_{\text{max}} = -0,3 \times 37,95 = -11,38 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 37,95 = 32,25 \text{ KN.m}$

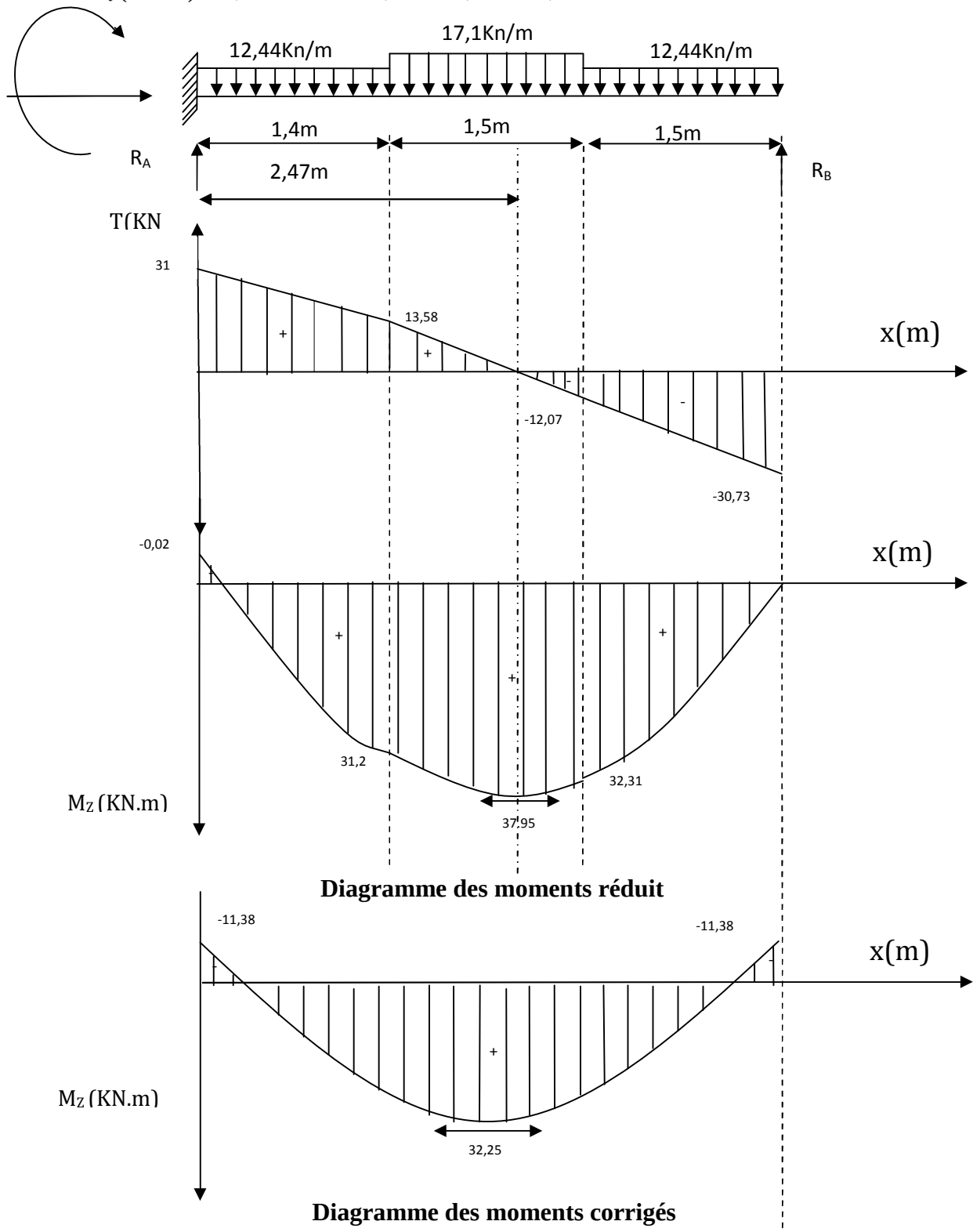


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de **1 mètre**), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$H=17\text{cm} ; d = 15 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$



Figure III.4.5 : une section rectangulaire d'une bande de 1m.

- Aux appuis:**

$$M_a = 11,38$$

Armature principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,38 \times 10^6}{10^3 \times 150^2 \times 14,2} = 0,034 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)}.$$

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,38 \cdot 10^2}{0,983 \times 15 \times 34,8} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée :**

$$M_t = 32,25 \text{ KN.m}$$

Armature principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{32,25 \times 10^6}{10^3 \times 150^2 \times 14,2} = 0,1 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)}.$$

$$\mu_b = 0,1 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{32,25 \cdot 10^2}{0,947 \times 15 \times 34,8} = 6,52 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\text{HA}12$ de $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

III.4.4: Vérification à l'ELU.

- ❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

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

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la **C.N.F** $A_{st} \geq A_{st \min}$.

- **Calcul de la section minimale.**

$$A_{st \min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

a) Aux appuis :

$$A_{adopte} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée :

$$A_{adopte} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification des espacements des barres :**

Armatures principale : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (, Art-5.1.2.1 BAEL 91 modifié99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$T_{u \max}$: effort tranchant maximal Avec $T_{u \max} = 31 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{MPa} \right\} = \min \{3,33, 5 \text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313**

• **Influence sur le béton :**

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1}{1,5} = 900 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 31 < 900 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur Les armatures: Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(31 + \frac{(11,38) \times 10^2}{0,9 \times 15} \right) = 0,331 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,331 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

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

Aux appuis :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{31}{0,9 \times 150 \times 15,072} = 0,015 \text{MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,2 = \mathbf{15,072 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = 0,015 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ M} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

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

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{42,32 \text{ cm}}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.23/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à

0,4.Ls pour les aciers H.A

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 48 = \mathbf{19,20 \text{ cm.}}$$

III.4.5: Calcule des moments et effort tranchant a l'ELS :

$$\text{ELS : } q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Le palier : } q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,39 \text{ KN/ml}$$

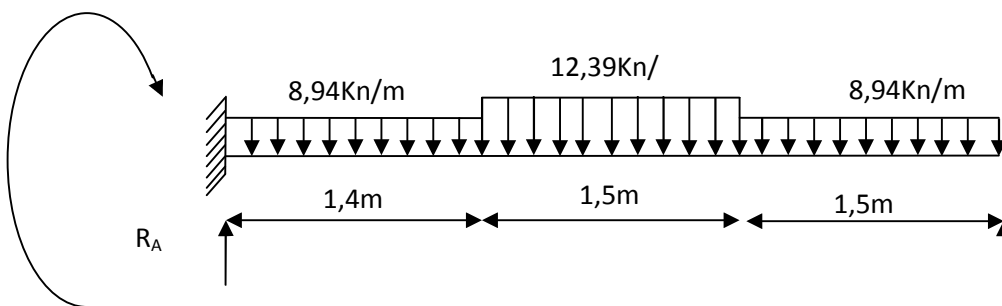


Figure III.4.6 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = q_{s1} l_1 + q_{s2} l_2 + q_{s1} l_3$$

$$R_A + R_B = q_{s1} (l_1 + l_3) + q_{s2} l_2$$

$$R_A + R_B = 8,94 (1,4 + 1,5) + 12,39 \times 1,5$$

$$R_A + R_B = 44,51 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A = \frac{1}{4,4} \left[8,94 \times 1,4 \left(4,4 - \frac{1,4}{2} \right) + 12,39 \times 1,5 \left(4,4 - 1,4 - \frac{1,5}{2} \right) + 8,94 \times 1,5 \times \frac{1,5}{2} \right]$$

$$R_A = 22,31 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } R_B = 44,51 - 22,31 = 22,2 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,2 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,31 \text{ KN}$$

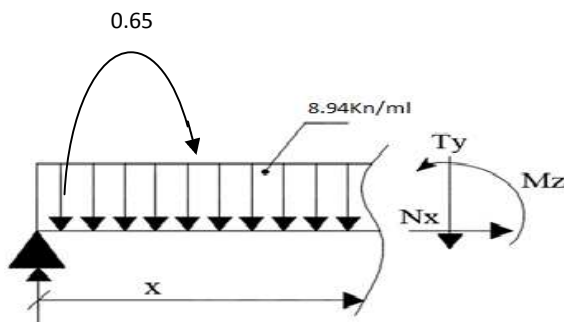
$$\Sigma M/B = 0$$

$$-22,2(4,4) + 8,94 (1,5) (3,7) + 12,39 (1,5) (2,15) + 8,94 (1,4) (0,7) - M = 0$$

$$M = 0,65 \text{ kn.m}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**Efforts tranchants :**

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$



$$T(y) = -q_{s1} \cdot x + R_A$$

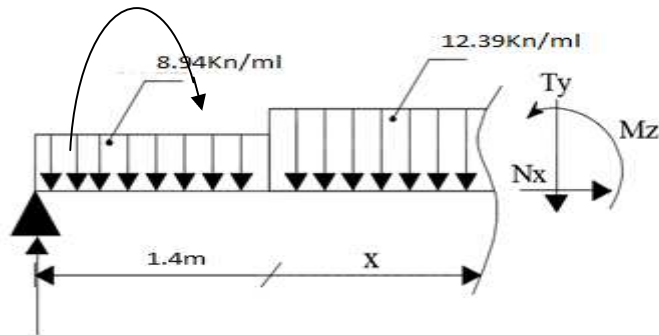
$$T(x) = -8,94 \cdot x + 22,31 \longrightarrow \begin{cases} T(x=0) = 22,31 \text{ KN} \\ T(x=1,4) = 9,79 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$M(z) = 22,31 x - 8,94 \frac{x^2}{2} + 0,65 = 22,31 x - 4,47 x^2 + 0,65$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0,65 \text{ KN.m} \\ M(x=1,4) = 23,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2eme tronçon : $1,4 \leq x \leq 2,9\text{m}$



- Efforts tranchants :

$$T(y) = -8,94 \times 1,4 - 12,39 (x - 1,4) + 22,31$$

$$T(y) = -12,39 x + 27,14$$

$$\longrightarrow \begin{cases} T(x = 1,4) = 9,79 \text{ KN} \\ T(x = 2,9) = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$

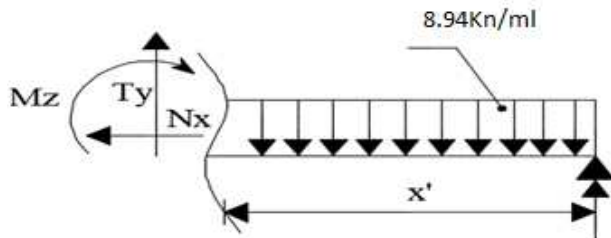
-Moments fléchissant :

$$M_z = -12,39 \frac{(x-1,4)^2}{2} + 22,31x - (8,94 \times 1,4) \left(x - \frac{1,4}{2}\right)$$

$$M_z = -6,195x^2 + 27,14x - 3,381$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M(x = 1,4) = 22,47 \text{ KN.m} \\ M(x = 2,9) = 23,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 3eme tronçon : $0 \leq x \leq 1,5\text{m}$



- Efforts tranchants :

$$T(y) = q s1. x - R B$$

$$T(x) = 8,94. x - 22,2 \longrightarrow \begin{cases} T(x = 0) = -22,2 \text{ KN} \\ T(x = 1,5) = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$

-Moments fléchissant :

$$M(z) = -8,94 \frac{x^2}{2} + 22,2 x = -4,47 x^2 + 22,2 x$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1,5) = 23,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.4$	$-8,94x + 22,31$	$-4,47 x^2 + 22,31 x$	0	22,31	0,65
			1.4	9,79	22,47
$1.4 \leq X \leq 2.9$	$-12,39x + 27,14$	$-6,195x^2 + 27,14x - 3,381$	1.4	9,79	22,47
			2.9	-8,79	23,2
$0 \leq X \leq 1.5$	$8,94x - 22,2$	$-4,47 x^2 + 22,2 x$	0	-22,2	0
			1.5	-8,79	23,2

Tableau III.4.4: Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Calcul du moment max:

$$T(x) = -12,39x + 27,14$$

La distance correspondant au moment max est : $x = 2,2\text{m}$

$$\text{Donc : } M_{\max} = -6,195x^2 + 27,14x - 3,381 = 26,34 \text{ kn.m}$$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 26,34 = -7,90 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 26,34 = 22,38 \text{ KN.m}$

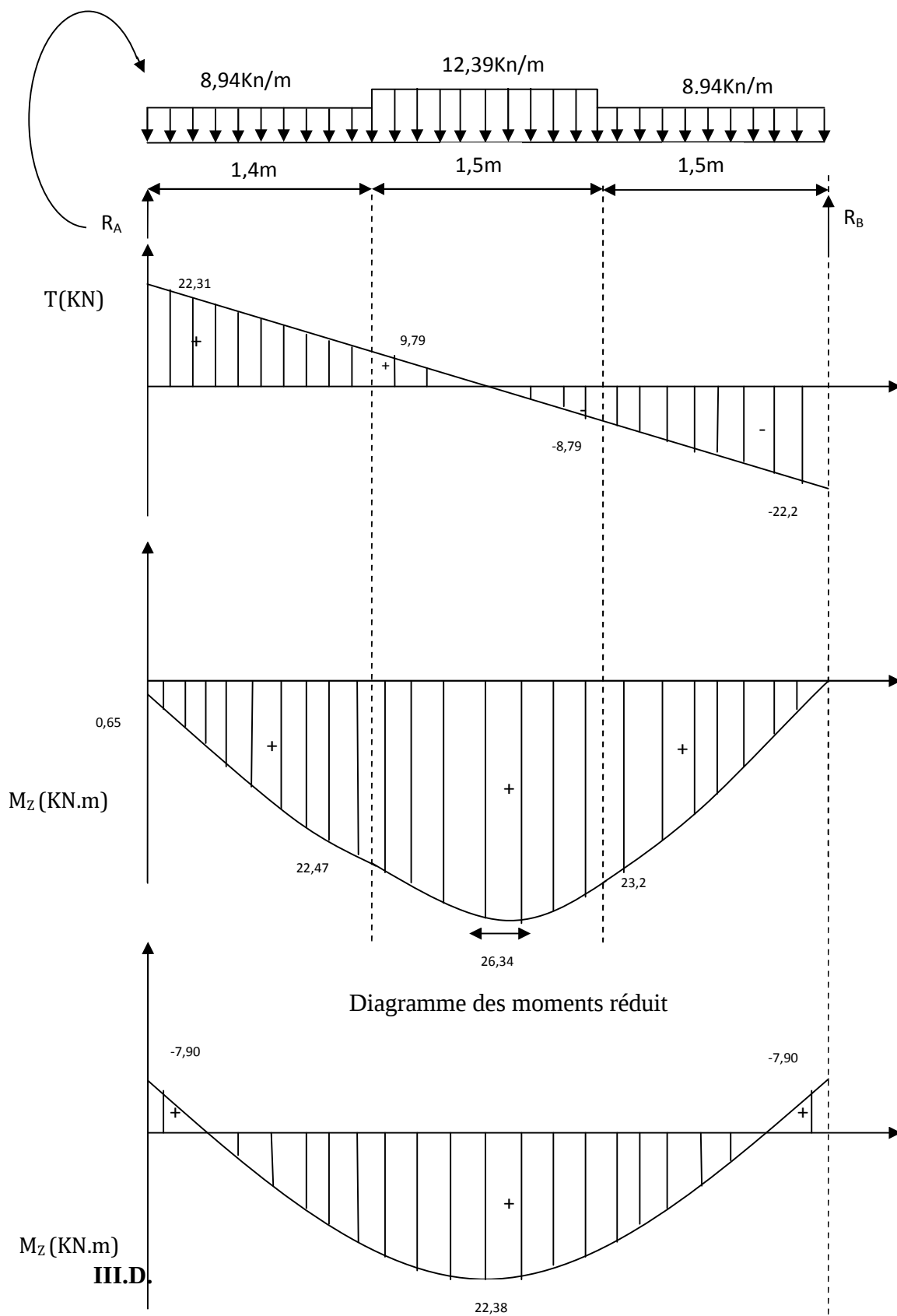


Diagramme des moments corrigés

Figure III.4.7: Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service a L'ELS

III.4.6: Vérifications à l'ELS :

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

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

- **Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2 BAEL99)**

La contrainte de compression est limitée à :

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

la fissuration est peu préjudiciable nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée :** $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 15} = 0,452$$

$$\rho_1 = 0,452 \rightarrow$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,897 \\ k_1 = 33,54 \end{cases} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{ap} = 6,79 \text{ cm}^2 ; M_t = 17,12 \text{ KN.m} ; d = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17,12 \times 10^3}{6,79 \times 0,897 \times 15} = 187,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{187,39}{33,54} = 5,58 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \rightarrow$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ k_1 = 52,57 \end{cases} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{ap} = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_a = 6,042 \text{ KN.m} ; d = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,042 \times 10^3}{3,14 \times 0,927 \times 15} = 138,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{138,38}{52,57} = 2,63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

III.4.7 : Vérification de la flèche :

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

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

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

- Pour la poutre :**

$$\frac{h}{L} = \frac{0,17}{4,4} = 0,0386 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 12,39 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_v : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 6,79 \times 15) = 15977,75 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 6,79) = 1801,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15977,75}{1801,85} = 8,86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 45001,69 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,39 \times 4,4^3}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 45001,69 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0,0031$$

$$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88 >> f = 0,0031 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

Conclusion :

- **Aux appuis :**

- ❖ Armatures principale : **4HA10** espacement = **25cm**
- ❖ Armatures de répartition : **4HA8** espacement = **25 cm**

- **En travée :**

- ❖ Armatures principale : **6HA12** espacement = **15 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **4HA8** espacement = **25 cm**

III.5 : La salle machine :**Caractéristiques de la cage d'ascenseur :**

- La surface de la salle machine est de : $4,15 \times 4,15 = 17,22 \text{ m}^2$.
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $P=100 \text{ KN}$.

III.5.1 : Calcul de la dalle pleine :**a. épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $ht = \frac{L_x}{30} = \frac{440}{30} = 14.66 \text{ cm}$

On adopte une hauteur **ht = 15cm**.

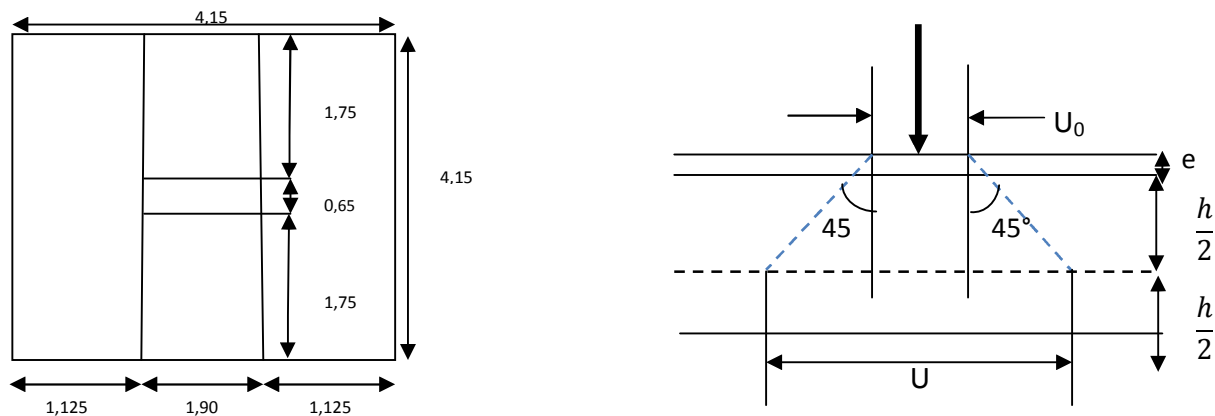


Figure III.5.1 schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D'où le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + ht \longrightarrow U = 100 + 2 \longrightarrow 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + ht \longrightarrow V = 100 + 2 \longrightarrow 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

$$U = 125 \text{ cm} ; V = 125 \text{ cm}$$

Avec :

($U_0 \times V_0$) : Surface de contact ($U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$)

ht : épaisseur de la dalle (15cm).

e : épaisseur du revêtement (5cm).

Sachant que la charge n'est pas au milieu du panneau nous allons utiliser l'artifice de resal pour déterminer les moments M_x et M_y

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{4,4} = 1 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b. Calcul des moments au centre du panneau

On utilisant l'artifice de Resal on aura :

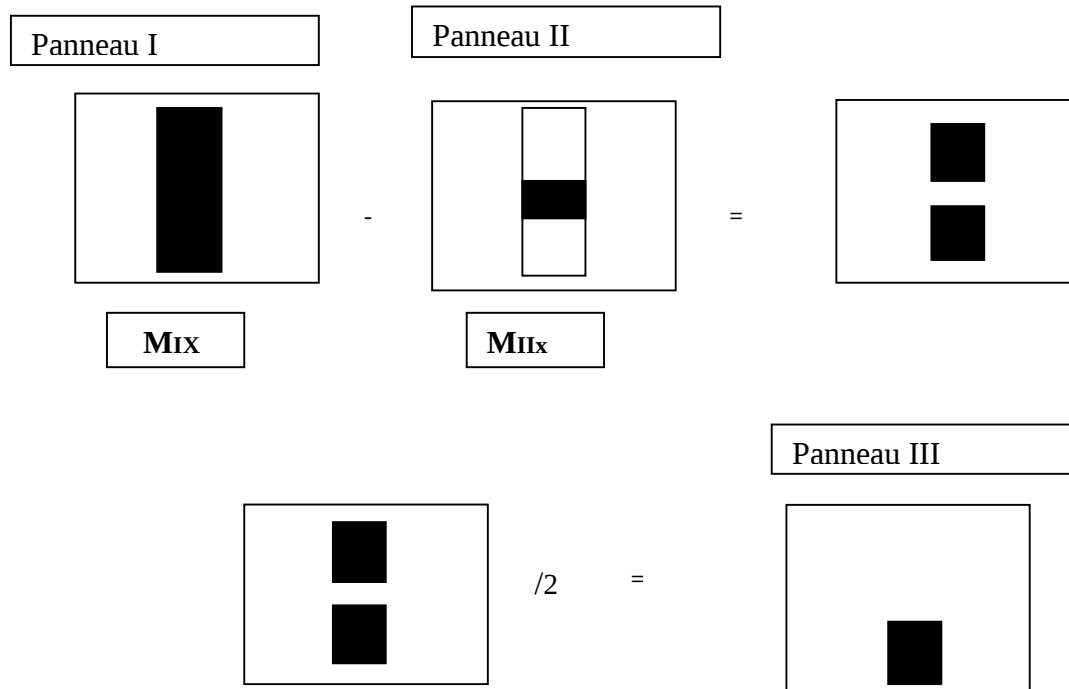


Figure III.5.2 méthode de calcul d'une charge excentrée.

méthode de calcul d'une charge excentrée

$$M_x^{III} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} \quad M_y^{III} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2}$$

- calcul du moment pour le panneau I :

$$\left. \begin{aligned} M_x^I &= 1,35 \text{ PI } (M1 + \nu M2) \\ M_y^I &= 1,35 \text{ PI } (M2 + \nu M1) \end{aligned} \right\} \text{ELU: } \nu=0$$

Avec : P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

ν : Coefficient de Poisson

$$\frac{P_I}{U_I \times V_I} = \frac{P}{U \times V} = \frac{100}{1,25 \times 1,25} = \frac{P_I}{1,9 \times 4,15} = 504,64 \text{ KN}$$

$$\text{PI} = 504,64 \text{ KN}$$

$M1$ et $M2$: coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_X} = \frac{1,9}{4,15} = 0,5 \quad \frac{V}{L_Y} = \frac{4,15}{4,15} = 1 \rightarrow \text{Après interpolation : } M1 = M2 = 0,063$$

$$M_{Ix} = 1,35 \times 504,64 \times 0,063 = 42,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{Iy} = 1,35 \times 504,64 \times 0,063 = 42,91 \text{ KN.m}$$

- calcul du moment pour le panneau II:

$$\left. \begin{aligned} M_x^{\text{II}} &= 1,35 \text{ PII} (M1 + \nu M2) M_x^{\text{I}} = 1,35 \text{ PI.}(M1) \\ M_y^{\text{II}} &= 1,35 \text{ PII} (M2 + \nu M1) M_y^{\text{I}} = 1,35 \text{ PI.}(M2) \end{aligned} \right\} \text{ELU: } \nu=0$$

$$\frac{P_I}{U_I \times V_I} = \frac{P}{U \times V} = \frac{100}{1,25 \times 1,25} = \frac{P_I}{1,9 \times 0,65} = 79,04 \text{ KN}$$

$$P_{\text{II}} = 79,04 \text{ KN}$$

$M1$ et $M2$: coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0,65}{4,15} = 0,2 \frac{V}{L_y} = \frac{4,15}{4,15} = 1$$

Après interpolation : $M1 = M2 = 0,085$.

$$M_{\text{Ix}} = 1,35 \times 79,04 \times 0,085 = 9,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Iy}} = 1,35 \times 79,04 \times 0,085 = 9,07 \text{ KN.m}$$

- calcul du moment pour le panneau III :

$$M_x^{\text{III}} = M_y^{\text{III}} = \frac{42,91 - 9}{2} = 19,92 \text{ kn.m}$$

C. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$ $M_x = \mu_y \cdot M_x$

	ELU	ELS
Chargement	$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ $q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1$ $q_u = 6,5625 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 3,75 + 1$ $q_s = 4,75 \text{ KN/ml}$
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	1	1
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0,2$
μ_x	0,0368	0,0442
μ_y	1	1
M_{x1}	4,15 KN.m	3,615 KN.m
M_{y1}	4,15 KN.m	3,615 KN.m

Superposition des moments :

	ELU	ELS
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	24,07KN.m	23,53KN.m
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	24,07KN.m	23,53KN.m

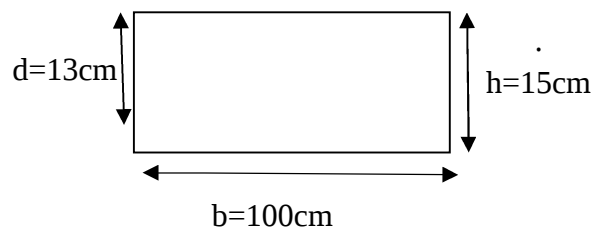
III.5.2 : Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion

Simple. Comme $M_x^t = M_y^t$.

On opte le même ferrailage

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 24,07 = 20,45 \text{ kn.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 24,07 = -7,22 \text{ kn.m}$$

	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 20,45 \text{ KN.m}$	$M_a = 7,22 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,085 < 0,392$ S.S.A ($A_c = 0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,03 < 0,392$ S.S.A ($A_c = 0$).
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,111$	$\alpha = 0,038$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,955$	$\beta = 0,985$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 4,73 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 1,62 \text{ cm}^2$
A_{adp}	5HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$	5HA8 = $2,51 \text{ cm}^2$
Espacement	$S_t = 20 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

III.5.3 : Vérification a ELU:

- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ d'où: $\omega \geq 1,2\text{cm}^2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$ pour H.A(Fe400)
----------------------------	---

➤ Espacement des barres:(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :	
Fissuration préjudiciable +chargement localisée : $S_t < \min (2h_t, 25\text{cm}) = 25\text{cm}.$	En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV. En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV.

➤ Diamètre maximale des barres	
$\phi_{max} < h/10$	$\phi_{max} = 12\text{mm} < 150/10 = 15\text{mm}$ CV

➤ Vérification de poinçonnement(BAEL99 Art A.5.2,42)	
$P_u < P_c = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ Avec : $U_c = 2x(U+V) = 510\text{cm}.$ $h_0 = 15\text{cm}.$	$P_u = 504,64\text{KN} < P_c = 573,75\text{KN}.$ Condition vérifiée
Aucune armature transversale n'est nécessaire	

➤ Contrainte tangentielle BAEL99 Art A.5.2,2: $\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		
L'effort tranchant :	Au milieu de U	$T = \frac{P}{3V} = \frac{504,64}{3 \times 1,9} = 88,53\text{K}.$
	Au milieu de V	$T = P / 2x(U+V) = 504,64 / 2(0,65+1,9) = 98,94\text{KN}$
	Efforts tranchants :	$T = 98,94\text{KN}.$
$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		$0,76\text{MPa} < 1,167\text{MPa}$ condition vérifiée.

III.5.4 : Vérification a ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée	En appui
$M_s^t = 17,38 \text{ KN.m}$	$M_s^a = 2,166 \text{ KN.m}$
$\mu = 0,07$	$\mu = 0,01$
$\alpha = 0,0907$	$\alpha = 0,0126$
$\gamma = 1,17$	$\gamma = 3,33$
$\alpha = 0,0458 < 0,335$ condition vérifiée	$\alpha = 0,0126 < 1,415$ condition vérifiée.

Le calcul des contraintes n'est pas nécessaire.

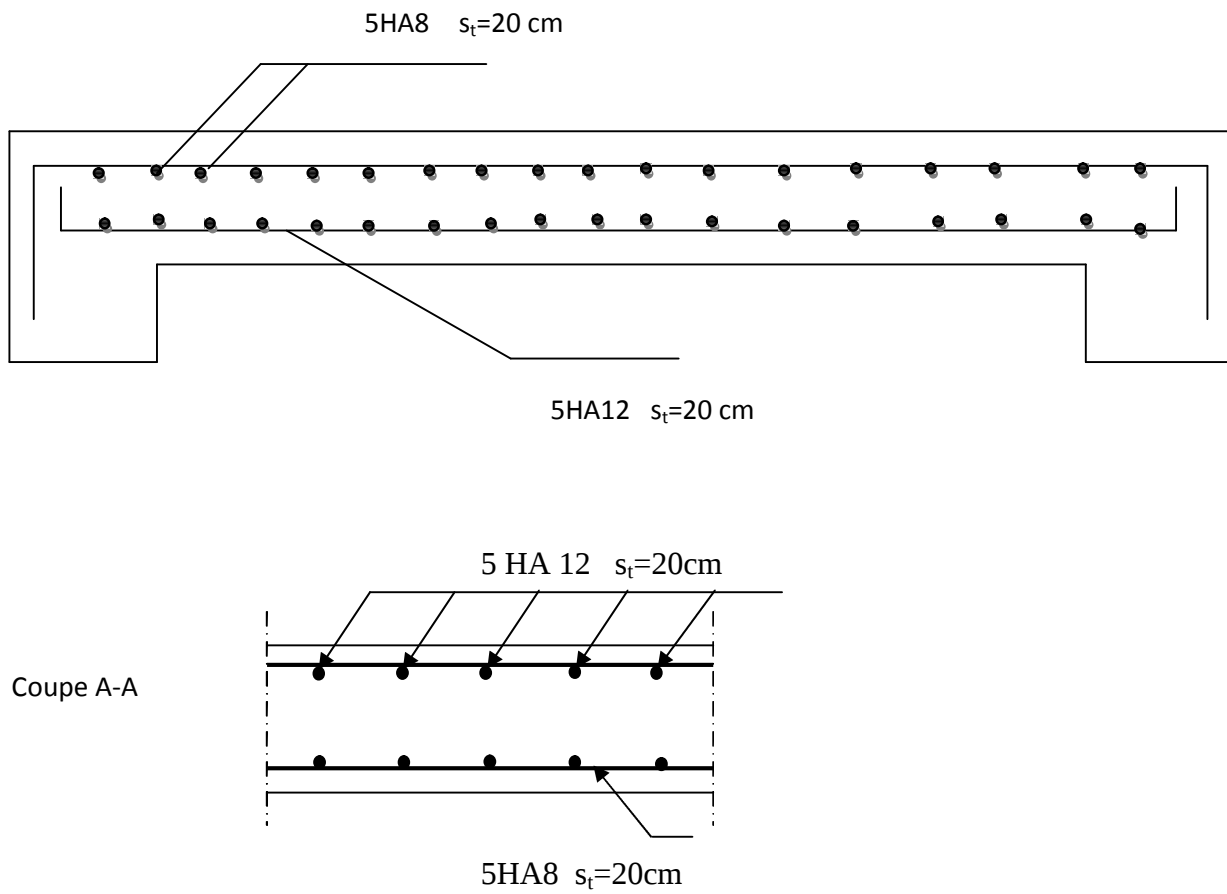
b) Etat limite de déformation : BAEL99 Art B.7.5

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{20.M_0} \leftrightarrow 0,078 \geq 0,085 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0,0015 < 0,005 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferraillage de la dalle de la salle machine

IV.1 : INTRODUCTION

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

D'où la nécessité de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refend et portique.

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Rigidité linéaire d'un poteau :
$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

Rigidité linéaire d'une poutre :
$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c : hauteur calculée du poteau

L_c : longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau} \quad hc = \min (h + 1/2e_{poteau}, h_0)$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{poutre} \quad lc = \min (l + 1/2h_{poutre}, l_0)$$

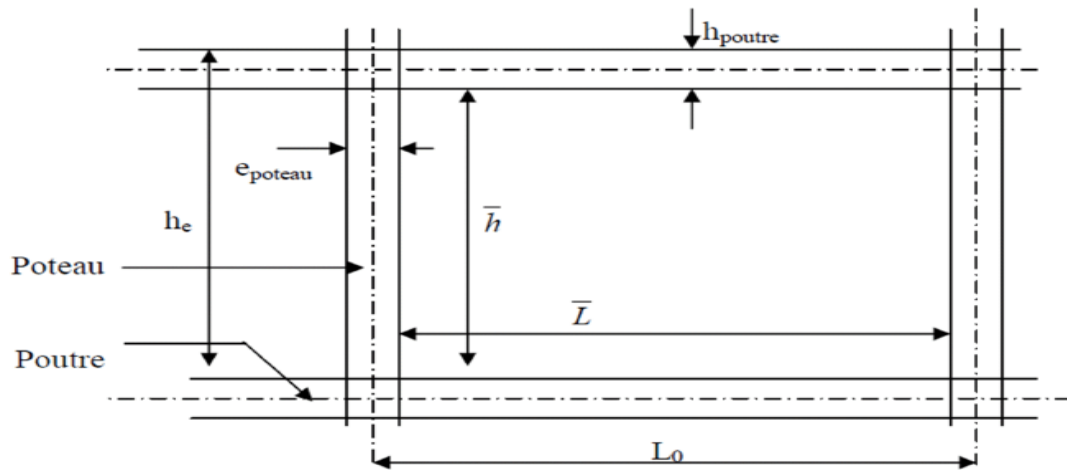


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

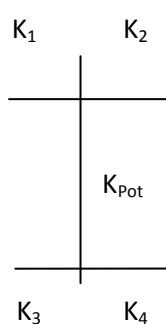
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

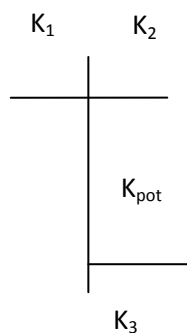
IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- Cas étage courant :**

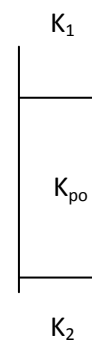
En général : $\overline{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

Cas de RDC :



Figure IV-2 : coefficients K relatifs aux portiques.

IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- 1^{er} Cas : d'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- 2^{ème} : Premier niveau :

- Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_C^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

IV.2.5.Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET9	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET8	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET7	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET6	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET5	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET4	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET3	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
ET2	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
ET1	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
RDC	45	45	341718,75	336	35	301	45	323,5	1056,31762

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET9	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET8	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET7	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET6	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET5	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET4	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET3	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
ET2	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
ET1	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
RDC	45	45	341718,75	336	35	301	45	323,5	1056,31762

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

- **Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	e pot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
ET4, ET5, ET6, ET7, ET8, ET9	A-B	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	B-C	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	C-D	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	D-E	25	35	89322,9167	360	35	325	342,5	260,796837
	E-F	25	35	89322,9167	300	35	265	282,5	316,187316
ET2, ET3	A-B	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	B-C	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	C-D	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	D-E	25	35	89322,9167	360	40	320	340	262,714461
	E-F	25	35	89322,9167	300	40	260	280	319,010417
RDC, ET1	A-B	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	B-C	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	C-D	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	D-E	25	35	89322,9167	360	45	315	337,5	264,660494
	E-F	25	35	89322,9167	300	45	255	277,5	321,884384

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	e pot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
ET4, ET5, ET6, ET7, ET8, ET9	A-B	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	B-C	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	C-D	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	D-E	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
	E-F	25	35	89322,9167	440	35	405	422,5	211,415187
ET2, ET3	A-B	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	B-C	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	C-D	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	D-E	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
	E-F	25	35	89322,9167	440	40	400	420	212,673611
RDC, ET1	A-B	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	B-C	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	C-D	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	D-E	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106
	E-F	25	35	89322,9167	440	45	395	417,5	213,947106

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

- Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Niveau	travée	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rjx	Rjx
	A-B	211,415	1	433,456	0,4877	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	2184,3 0678
ET4, ET5, ET6, ET7 ET8, ET9	B-C	211,415	2	433,456	0,4877	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
	C-D	211,415	3	433,456	0,4877	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
	D-E	260,796	4	433,456	0,6016	0,23126252	32164,2	288,5	464,8499	
	E-F	316,187	5	433,456	0,7294	0,26725336	32164,2	288,5	537,193378	
ET2, ET3	A-B	212,6731	1	733,104	0,2901	0,12667573	32164,2	291	423,279428	2374,6 7922
	B-C	212,673	2	733,104	0,2901	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
	C-D	212,6736	3	733,104	0,2901	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
	D-E	262,714	4	733,104	0,3583	0,15195267	32164,2	291	507,740838	
	E-F	319,010	5	733,104	0,4351	0,17869541	32164,2	291	597,100098	
	A-B	213,947	1	1164,288	0,1837	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	2482,8 7775
ET1	B-C	213,947	2	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
	C-D	213,947	3	1164,288	0,1837	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
	D-E	264,660	4	1164,288	0,2273	0,10205793	32164,2	293,5	532,40881	
	E-F	321,884	5	1164,288	0,2764	0,12144464	32164,2	293,5	633,544077	
RDC	A-B	213,947	1	1056,317	0,2025	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	2023,5 6484
	B-C	213,9471	2	1056,317	0,20251	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	
	C-D	213,9471	3	1056,317	0,20251	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	
	D-E	264,660	4	1056,317	0,2505	0,11132838	32164,2	323,5	433,716418	
	E-F	321,884	5	1056,317	0,3047	0,1322168	32164,2	323,5	515,094108	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

- Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :

Niveau	travée	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rjx	Rjx
	A-B	211,415	1	433,456	0,487	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	1970,439 18
ET4, ET5, ET6, ET7 ET8, ET9	B-C	211,415	2	433,456	0,487	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
	C-D	211,415	3	433,456	0,487	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
	D-E	211,415	4	433,456	0,487	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
	E-F	211,415	5	433,456	0,487	0,19605844	32164,2	288,5	394,087835	
ET2, ET3	A-B	212,673	1	733,104	0,290	0,12667573	32164,2	291	423,279428	2116,397 14
	B-C	212,673	2	733,104	0,290	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
	C-D	212,673	3	733,104	0,290	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
	D-E	212,673	4	733,104	0,290	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
	E-F	212,673	5	733,104	0,290	0,12667573	32164,2	291	423,279428	
ET1	A-B	213,947	1	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	2194,874 77
	B-C	213,947	2	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
	C-D	213,947	3	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
	D-E	213,947	4	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
	E-F	213,947	5	1164,288	0,183	0,08414751	32164,2	293,5	438,974954	
RDC	A-B	213,947	1	1056,317	0,202	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	1791,257 19
	B-C	213,947	2	1056,317	0,202	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	
	C-D	213,947	3	1056,317	0,202	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	
	D-E	213,947	4	1056,317	0,202	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	
	E-F	213,947	5	1056,317	0,202	0,09195768	32164,2	323,5	358,251438	

Tableau IV.6 : Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV.3) Caractéristiques géométriques des voiles :

1. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouverture, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a. Voiles longitudinaux

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

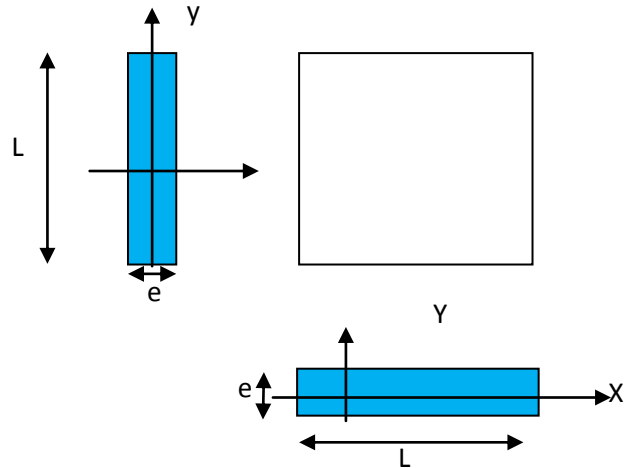


Figure IV3. Vue en plan et en coupe du voile.

b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e^3.l}{12} \ll I_x$$

⇒ On néglige l'inertie des voiles

transversaux par rapport à l'axe (y-y)

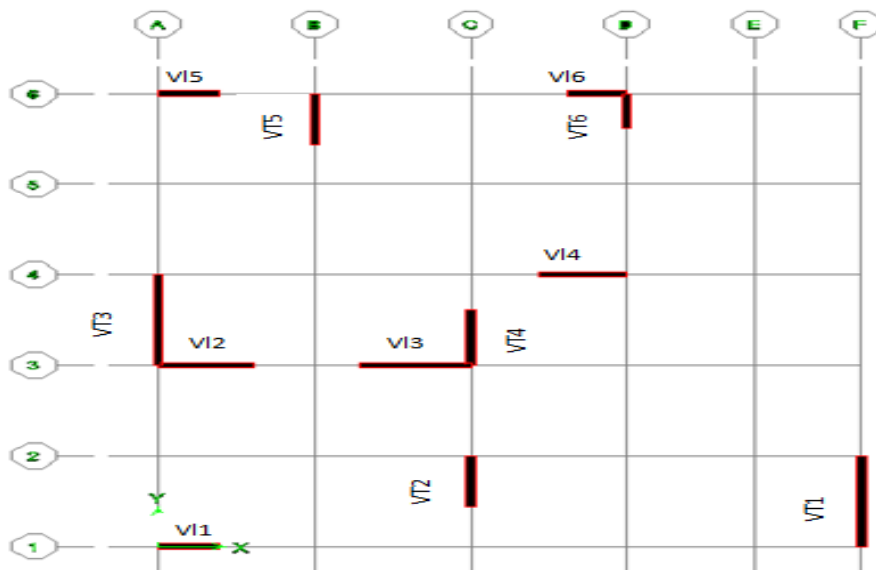


Figure IV.4. Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.

❖ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous

Sens Longitudinal :

sens longitudinal (Iy)					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
4,5,6,7,8,9	VL1	1,7	0,25	0,10235417	1,693809896	10,1628594
	VL2	2,7	0,25	0,4100625		
	VL3	3,15	0,25	0,65116406		
	VL4	2,5	0,25	0,32552083		
	VL5	1,7	0,25	0,10235417		
	VL6	1,7	0,25	0,10235417		
2,3	VL1	1,7	0,25	0,10235417	1,693809896	3,38761979
	VL2	2,7	0,25	0,4100625		
	VL3	3,15	0,25	0,65116406		
	VL4	2,5	0,25	0,32552083		
	VL5	1,7	0,25	0,10235417		
	VL6	1,7	0,25	0,10235417		
1	VL1	1,7	0,25	0,10235417	1,693809896	1,6938099
	VL2	2,7	0,25	0,4100625		
	VL3	3,15	0,25	0,65116406		
	VL4	2,5	0,25	0,32552083		
	VL5	1,7	0,25	0,10235417		
	VL6	1,7	0,25	0,10235417		
RDC	VL1	1,7	0,25	0,10235417	1,693809896	1,6938099
	VL2	2,7	0,25	0,4100625		
	VL3	3,15	0,25	0,65116406		
	VL4	2,5	0,25	0,32552083		
	VL5	1,7	0,25	0,10235417		
	VL6	1,7	0,25	0,10235417		
L'inertie des totales						16,938099
L'inertie moyenne						1,6938099

Tableau IV.7: Calcul de l'inertie des voiles (sens longitudinal).

Sens Transversal :

sens longitudinal (Iy)					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
4,5,6,7,8,9	VT1	4,4	0,25	1,77466667	4,71279167	28,272
	VT2	2,5	0,25	0,32552083		
	VT3	4,4	0,25	1,77466667		
	VT4	2,7	0,25	0,4100625		
	VT5	2,5	0,25	0,32552083		
	VT6	1,7	0,25	0,10235417		
2,3	VT1	4,4	0,25	1,77466667	4,71279167	9,428
	VT2	2,5	0,25	0,32552083		
	VT3	4,4	0,25	1,77466667		
	VT4	2,7	0,25	0,4100625		
	VT5	2,5	0,25	0,32552083		
	VT6	1,7	0,25	0,10235417		
1	VT1	4,4	0,25	1,77466667	4,71279167	4,712
	VT2	2,5	0,25	0,32552083		
	VT3	4,4	0,25	1,77466667		
	VT4	2,7	0,25	0,4100625		
	VT5	2,5	0,25	0,32552083		
	VT6	1,7	0,25	0,10235417		
RDC	VT1	4,4	0,25	1,77466667	4,71279167	4,712
	VT2	2,7	0,25	0,32552083		
	VT3	4,4	0,25	1,77466667		
	VT4	2,7	0,25	0,4100625		
	VT5	2,5	0,25	0,32552083		
	VT6	1,7	0,25	0,10235417		
L'inertie des totales						47,124
L'inertie moyenne						4,7124

Tableau IV.8 : Calcul de rigidité des voiles (sens transversal).

2. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Le calcul des inerties fictives des portiques nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. A cet effet, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

2.1. Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

1. Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 [\text{m}^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit, au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$

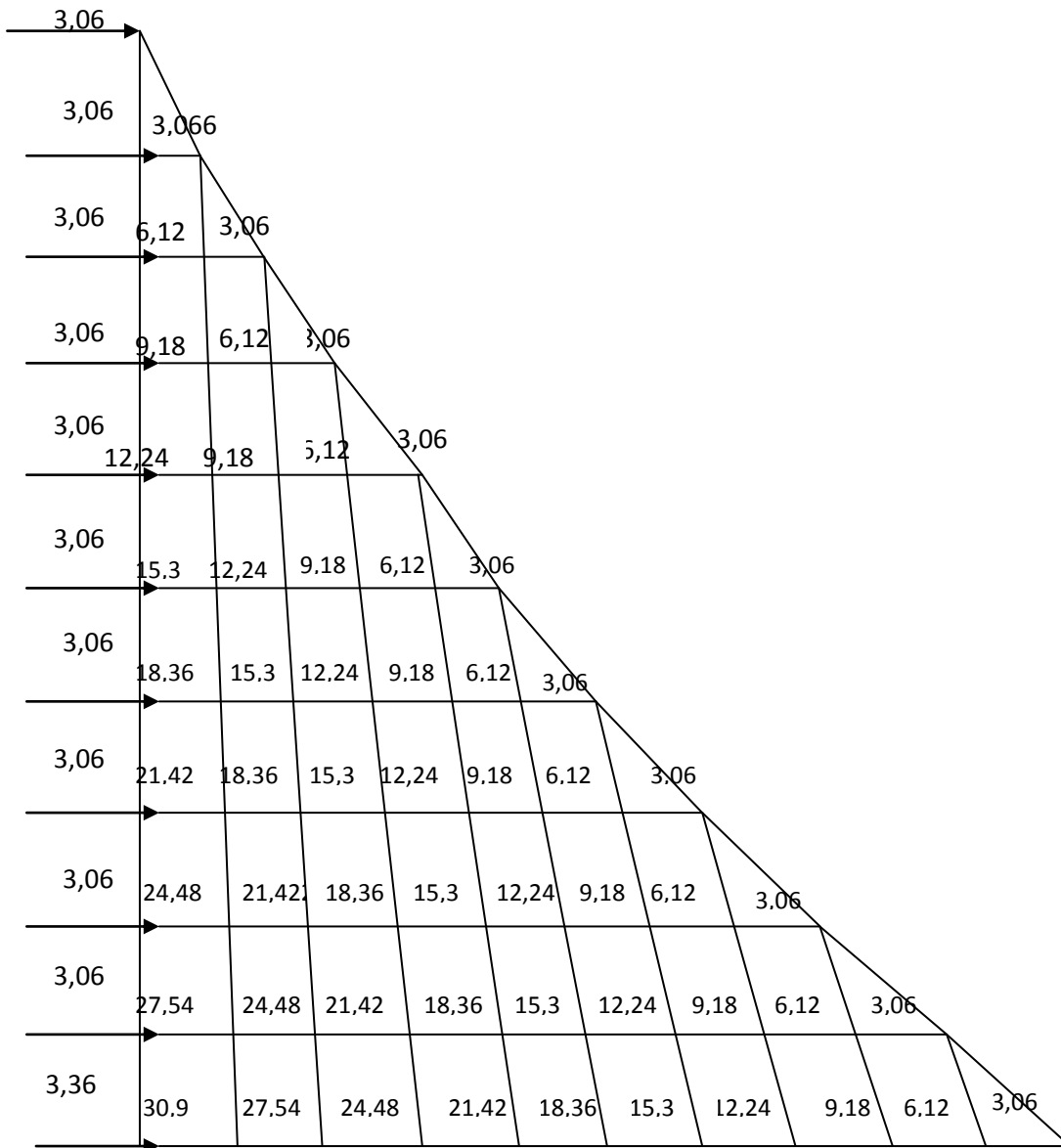


Figure IV.5: Diagramme des moments des aires.

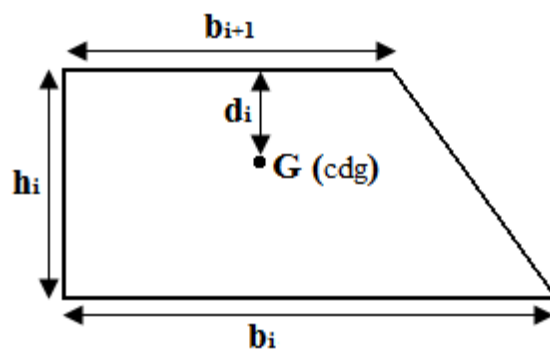
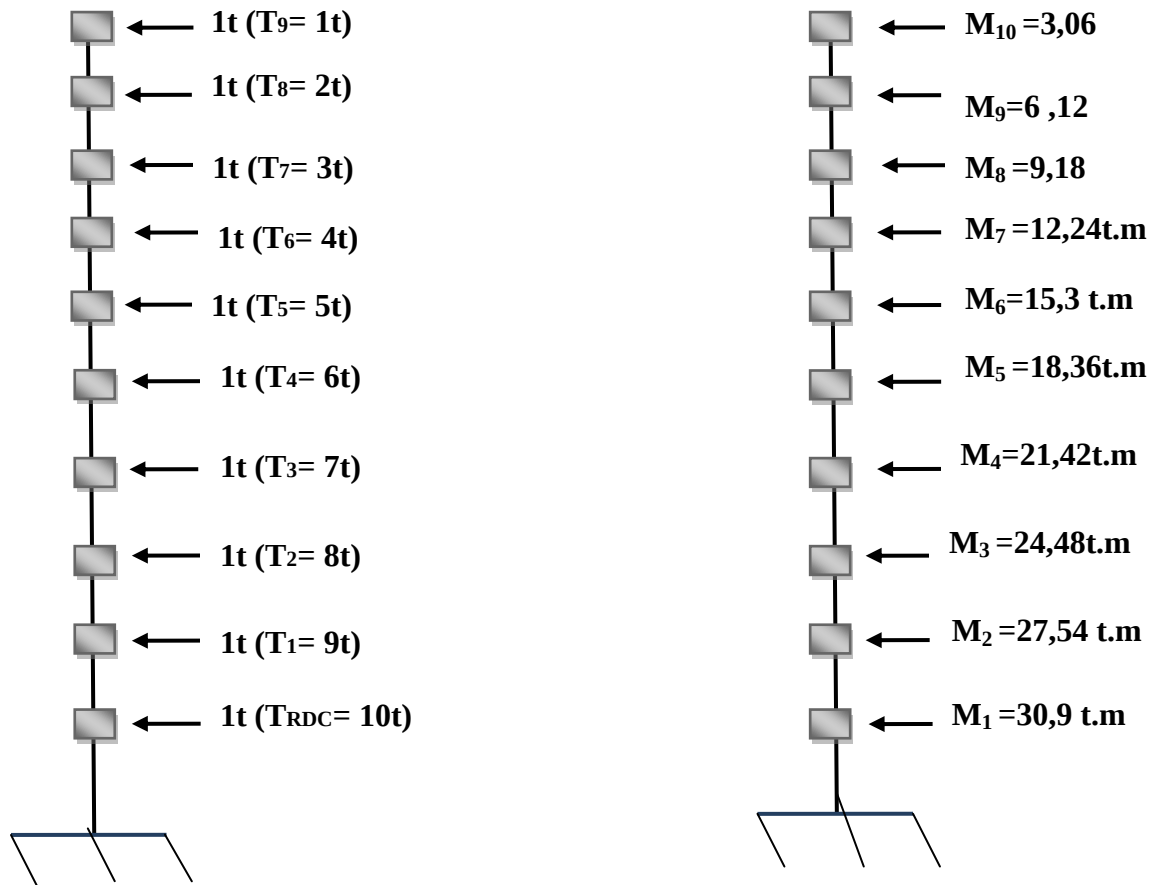


Figure IV.6: trapèze de calcul.



- Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	bi	bi+1	Si (m ²)	di(m)	Si di(m ³)	fix EI
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	3874,66668
8	3,06	9,18	3,06	18,7272	2,04	38,203488	3865,11581
7	3,06	18,36	9,18	42,1362	2,04	85,957848	3826,91232
6	3,06	30,6	18,36	74,9088	2,04	152,813952	3740,95447
5	3,06	45,9	30,6	117,045	2,04	238,7718	3588,14052
4	3,06	64,26	45,9	168,5448	2,04	343,831392	3349,36872
3	3,06	85,68	64,26	229,4082	2,04	467,992728	3005,53733
2	3,06	110,16	85,68	299,6352	2,04	611,255808	2537,5446
1	3,06	137,7	110,16	379,2258	2,04	773,620632	1926,28879
RDC	3,36	168,6	137,7	514,584	2,24	1152,66816	1152,66816

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau " i "**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie de refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Chapitre IV :

Etude de contreventement

• Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niveau	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inertiers fictives	
	Portique	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E f_n$	I_{en}	ΣI_{en}
9	A-B	0,00216728	0,00121123	3,06	0	105,26	222,92	682,15	3410,74	3874,66668	1,14	7,95
	B-C	0,00216728	0,00121123	3,06	0	105,26	222,92	682,15		3874,66668		
	C-D	0,00216728	0,00121123	3,06	0	105,26	222,92	682,15		3874,66668		
	D-E	0,00216728	0,00121123	3,06	0	105,26	222,92	682,15		3874,66668		
	E-F	0,00216728	0,00121123	3,06	0	105,26	222,92	682,15		3874,66668		
8	A-B	0,00216728	0,00121123	6,12	3,06	315,79	551,11	1686,40	8432,02	3865,11581	0,46	3,21
	B-C	0,00216728	0,00121123	6,12	3,06	315,79	551,11	1686,40		3865,11581		
	C-D	0,00216728	0,00121123	6,12	3,06	315,79	551,11	1686,40		3865,11581		
	D-E	0,00216728	0,00121123	6,12	3,06	315,79	551,11	1686,40		3865,11581		
	E-F	0,00216728	0,00121123	6,12	3,06	315,79	551,11	1686,40		3865,11581		
7	A-B	0,00216728	0,00121123	9,18	6,12	526,32	879,30	2690,66	13453,31	3826,91232	0,28	1,99
	B-C	0,00216728	0,00121123	9,18	6,12	526,32	879,30	2690,66		3826,91232		
	C-D	0,00216728	0,00121123	9,18	6,12	526,32	879,30	2690,66		3826,91232		
	D-E	0,00216728	0,00121123	9,18	6,12	526,32	879,30	2690,66		3826,91232		
	E-F	0,00216728	0,00121123	9,18	6,12	526,32	879,30	2690,66		3826,91232		
6	A-B	0,00216728	0,00121123	12,24	9,18	736,85	1207,49	3694,92	18474,60	3740,95447	0,20	1,42
	B-C	0,00216728	0,00121123	12,24	9,18	736,85	1207,49	3694,92		3740,95447		
	C-D	0,00216728	0,00121123	12,24	9,18	736,85	1207,49	3694,92		3740,95447		
	D-E	0,00216728	0,00121123	12,24	9,18	736,85	1207,49	3694,92		3740,95447		
	E-F	0,00216728	0,00121123	12,24	9,18	736,85	1207,49	3694,92		3740,95447		
5	A-B	0,00216728	0,00121123	15,3	12,24	947,38	1535,68	4699,18	23495,89	3588,14052	0,15	1,07
	B-C	0,00216728	0,00121123	15,3	12,24	947,38	1535,68	4699,18		3588,14052		
	C-D	0,00216728	0,00121123	15,3	12,24	947,38	1535,68	4699,18		3588,14052		
	D-E	0,00216728	0,00121123	15,3	12,24	947,38	1535,68	4699,18		3588,14052		
	E-F	0,00216728	0,00121123	15,3	12,24	947,38	1535,68	4699,18		3588,14052		

Chapitre IV :

Etude de contreventement

4	A-B	0,00216728	0,00121123	18,36	15,3	1157,91	1863,87	5703,44	28517,18	3349,36872	0,12	0,82
	B-C	0,00216728	0,00121123	18,36	15,3	1157,91	1863,87	5703,44		3349,36872		
	C-D	0,00216728	0,00121123	18,36	15,3	1157,91	1863,87	5703,44		3349,36872		
	D-E	0,00216728	0,00121123	18,36	15,3	1157,91	1863,87	5703,44		3349,36872		
	E-F	0,00216728	0,00121123	18,36	15,3	1157,91	1863,87	5703,44		3349,36872		
3	A-B	0,00366552	0,00121975	21,42	18,36	1358,89	1845,86	5648,32	28241,59	3005,53733	0,11	0,74
	B-C	0,00366552	0,00121975	21,42	18,36	1358,89	1845,86	5648,32		3005,53733		
	C-D	0,00366552	0,00121975	21,42	18,36	1358,89	1845,86	5648,32		3005,53733		
	D-E	0,00366552	0,00121975	21,42	18,36	1358,89	1845,86	5648,32		3005,53733		
	E-F	0,00366552	0,00121975	21,42	18,36	1358,89	1845,86	5648,32		3005,53733		
2	A-B	0,00366552	0,00121975	24,48	21,42	1567,94	2124,48	6500,91	32504,57	2537,5446	0,08	0,55
	B-C	0,00366552	0,00121975	24,48	21,42	1567,94	2124,48	6500,91		2537,5446		
	C-D	0,00366552	0,00121975	24,48	21,42	1567,94	2124,48	6500,91		2537,5446		
	D-E	0,00366552	0,00121975	24,48	21,42	1567,94	2124,48	6500,91		2537,5446		
	E-F	0,00366552	0,00121975	24,48	21,42	1567,94	2124,48	6500,91		2537,5446		
1	A-B	0,00582144	0,00122839	27,54	24,48	1764,50	2158,74	6605,74	33028,68	1926,28879	0,06	0,41
	B-C	0,00582144	0,00122839	27,54	24,48	1764,50	2158,74	6605,74		1926,28879		
	C-D	0,00582144	0,00122839	27,54	24,48	1764,50	2158,74	6605,74		1926,28879		
	D-E	0,00582144	0,00122839	27,54	24,48	1764,50	2158,74	6605,74		1926,28879		
	E-F	0,00582144	0,00122839	27,54	24,48	1764,50	2158,74	6605,74		1926,28879		
RDC	A-B	0,00582144	0,00122839	30,9	27,45	1979,22	2161,08	7261,23	36306,15	1152,66816	0,03	0,22
	B-C	0,00582144	0,00122839	30,9	27,45	1979,22	2161,08	7261,23		1152,66816		
	C-D	0,00582144	0,00122839	25,5	27,45	1796,05	2161,08	7261,23		1152,66816		
	D-E	0,00582144	0,00122839	25,5	27,45	1796,05	2161,08	7261,23		1152,66816		
	E-F	0,00582144	0,00122839	25,5	27,45	1796,05	2161,08	7261,23		1152,66816		
											Somme	18,38

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

• Inerties fictives des portiques transversaux :

	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inertiels fictives	
Niveau	Portique	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	Mn	Mn+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma \Delta_n$	Efn	Ien	ΣI_{en}
9	A-B	0,00216728	0,00105708	3,06	0	120,62	238,27	729,12	3645,60	3874,66668	1,06	7,44
	B-C	0,00216728	0,00105708	3,06	0	120,62	238,27	729,12		3874,66668		
	C-D	0,00216728	0,00105708	3,06	0	120,62	238,27	729,12		3874,66668		
	D-E	0,00216728	0,00105708	3,06	0	120,62	238,27	729,12		3874,66668		
	E-F	0,00216728	0,00105708	3,06	0	120,62	238,27	729,12		3874,66668		
8	A-B	0,00216728	0,00105708	6,12	3,06	361,85	597,16	1827,32	9136,61	3865,11581	0,42	2,96
	B-C	0,00216728	0,00105708	6,12	3,06	361,85	597,16	1827,32		3865,11581		
	C-D	0,00216728	0,00105708	6,12	3,06	361,85	597,16	1827,32		3865,11581		
	D-E	0,00216728	0,00105708	6,12	3,06	361,85	597,16	1827,32		3865,11581		
	E-F	0,00216728	0,00105708	6,12	3,06	361,85	597,16	1827,32		3865,11581		
7	A-B	0,00216728	0,00105708	9,18	6,12	603,08	956,05	2925,52	14627,62	3826,91232	0,26	1,83
	B-C	0,00216728	0,00105708	9,18	6,12	603,08	956,05	2925,52		3826,91232		
	C-D	0,00216728	0,00105708	9,18	6,12	603,08	956,05	2925,52		3826,91232		
	D-E	0,00216728	0,00105708	9,18	6,12	603,08	956,05	2925,52		3826,91232		
	E-F	0,00216728	0,00105708	9,18	6,12	603,08	956,05	2925,52		3826,91232		
6	A-B	0,00216728	0,00105708	12,24	9,18	844,31	1314,94	4023,73	20118,63	3740,95447	0,19	1,30
	B-C	0,00216728	0,00105708	12,24	9,18	844,31	1314,94	4023,73		3740,95447		
	C-D	0,00216728	0,00105708	12,24	9,18	844,31	1314,94	4023,73		3740,95447		
	D-E	0,00216728	0,00105708	12,24	9,18	844,31	1314,94	4023,73		3740,95447		
	E-F	0,00216728	0,00105708	12,24	9,18	844,31	1314,94	4023,73		3740,95447		
5	A-B	0,00216728	0,00105708	15,3	12,24	1085,54	1673,83	5121,93	25609,64	3588,14052	0,14	0,98
	B-C	0,00216728	0,00105708	15,3	12,24	1085,54	1673,83	5121,93		3588,14052		
	C-D	0,00216728	0,00105708	15,3	12,24	1085,54	1673,83	5121,93		3588,14052		
	D-E	0,00216728	0,00105708	15,3	12,24	1085,54	1673,83	5121,93		3588,14052		

Chapitre IV :

Etude de contreventement

	E-F	0,00216728	0,00105708	15,3	12,24	1085,54	1673,83	5121,93		3588,14052		
4	A-B	0,00216728	0,00105708	18,36	15,3	1326,77	2032,72	6220,13	31100,65	3349,36872	0,11	0,75
	B-C	0,00216728	0,00105708	18,36	15,3	1326,77	2032,72	6220,13		3349,36872		
	C-D	0,00216728	0,00105708	18,36	15,3	1326,77	2032,72	6220,13		3349,36872		
	D-E	0,00216728	0,00105708	18,36	15,3	1326,77	2032,72	6220,13		3349,36872		
	E-F	0,00216728	0,00105708	18,36	15,3	1326,77	2032,72	6220,13		3349,36872		
3	A-B	0,00366552	0,00106337	21,42	18,36	1558,72	2045,69	6259,82	31299,12	3005,53733	0,10	0,67
	B-C	0,00366552	0,00106337	21,42	18,36	1558,72	2045,69	6259,82		3005,53733		
	C-D	0,00366552	0,00106337	21,42	18,36	1558,72	2045,69	6259,82		3005,53733		
	D-E	0,00366552	0,00106337	21,42	18,36	1558,72	2045,69	6259,82		3005,53733		
	E-F	0,00366552	0,00106337	21,42	18,36	1558,72	2045,69	6259,82		3005,53733		
2	A-B	0,00366552	0,00106337	24,48	21,42	1798,53	2355,07	7206,50	36032,49	2537,5446	0,07	0,49
	B-C	0,00366552	0,00106337	24,48	21,42	1798,53	2355,07	7206,50		2537,5446		
	C-D	0,00366552	0,00106337	24,48	21,42	1798,53	2355,07	7206,50		2537,5446		
	D-E	0,00366552	0,00106337	24,48	21,42	1798,53	2355,07	7206,50		2537,5446		
	E-F	0,00366552	0,00106337	24,48	21,42	1798,53	2355,07	7206,50		2537,5446		
1	A-B	0,00582144	0,001069747	27,54	24,48	2026,18	2420,41	7406,46	37032,31	1926,28879	0,05	0,36
	B-C	0,00582144	0,001069747	27,54	24,48	2026,18	2420,41	7406,46		1926,28879		
	C-D	0,00582144	0,001069747	27,54	24,48	2026,18	2420,41	7406,46		1926,28879		
	D-E	0,00582144	0,001069747	27,54	24,48	2026,18	2420,41	7406,46		1926,28879		
	E-F	0,00582144	0,001069747	27,54	24,48	2026,18	2420,41	7406,46		1926,28879		
RDC	A-B	0,00582144	0,001069747	30,9	27,45	2272,73	2427,43	8156,18	40780,88	1152,66816	0,03	0,20
	B-C	0,00582144	0,001069747	30,9	27,45	2272,73	2427,43	8156,18		1152,66816		
	C-D	0,00582144	0,001069747	25,5	27,45	2062,40	2427,43	8156,18		1152,66816		
	D-E	0,00582144	0,001069747	25,5	27,45	2062,40	2427,43	8156,18		1152,66816		
	E-F	0,00582144	0,001069747	25,5	27,45	2062,40	2427,43	8156,18		1152,66816		
											Somme	17

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	moy
Sens longitudinal	0,22	0,41	0,55	0,74	0,82	1,07	1,42	1,99	3,21	7,95	18,38

IV.5.Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens transversal	0,20	0,36	0,49	0,67	0,75	0,98	1,30	1,83	2,96	7,44	17
------------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	----

Tableau IV.12 : Résumé des inerties fictives des portiques.

• Sens Longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	1,838	52
Voiles	1,693	48
Portique + Voiles	3,531	100%

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

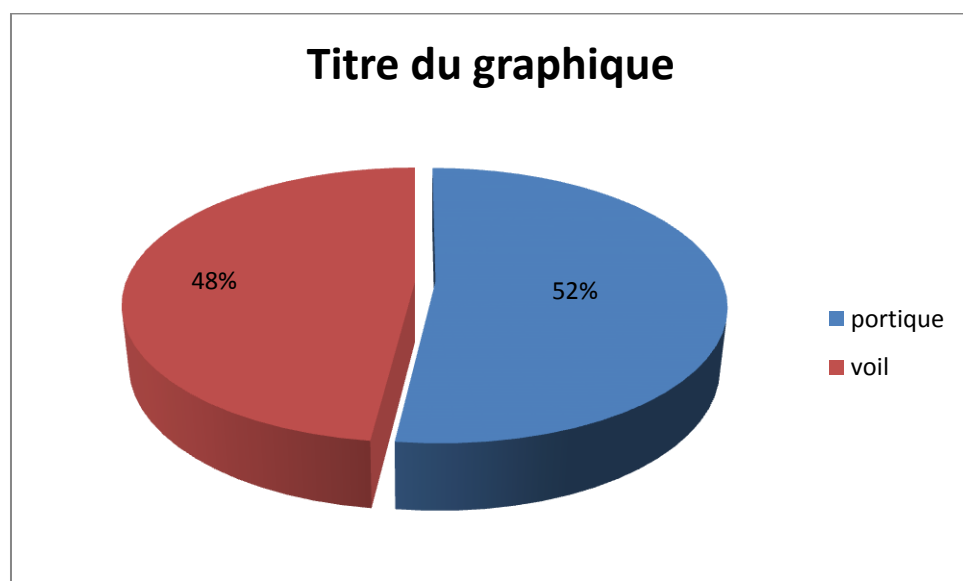


Figure IV.8: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	1,7	27
Voiles	4,7124	73
Portiques+Voiles	6,4124	100

Tableau IV-14 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

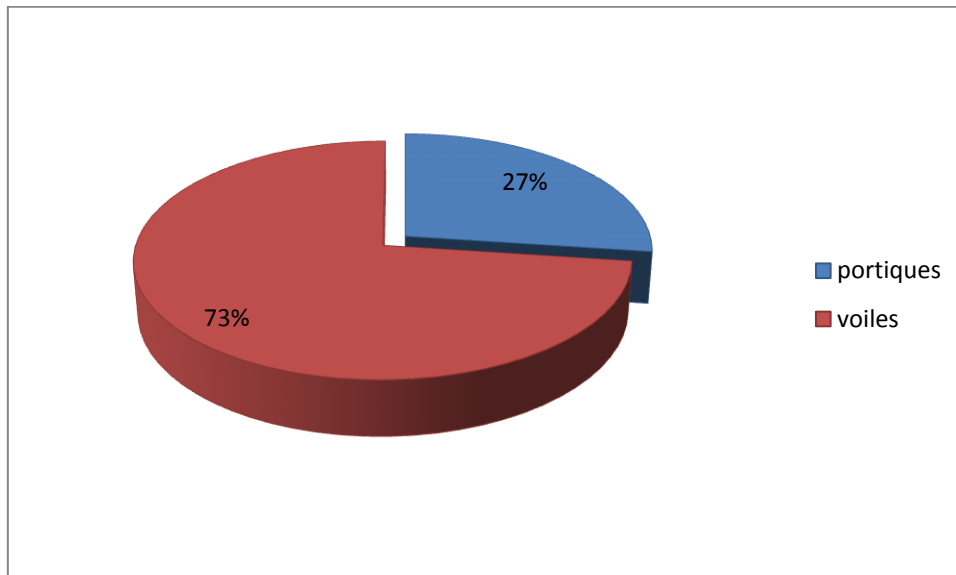


Figure IV.9: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, le R.P.A 99 recommande ce qui suit :

Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Conclusion :

Dans notre cas les portiques reprendront plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA). D'où la déduction, à notre cas, d'un contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux avec un coefficient de comportement global de la structure $R = 5$ en conformité avec le RPA2003 – Article 4.3.2 Tableau 4.3

V.1 : Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatiques sont conçus afin de résoudre le problème de calcul des structures et du contrôle en un temps réduit. Ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors, en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler facilement les résultats fournis par l'ordinateur.

1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2. Description de logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté au bâtiment. 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 enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

Il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structures.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :

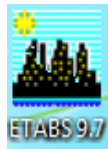


Figure V.1 icône ETABS.

V.2 : Etude sismique:**1. Introduction :**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2. La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

1) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2) Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

❖ Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

3. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)**1) Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2) Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

A l'aide de logiciel ETABS on obtient ce modèle :

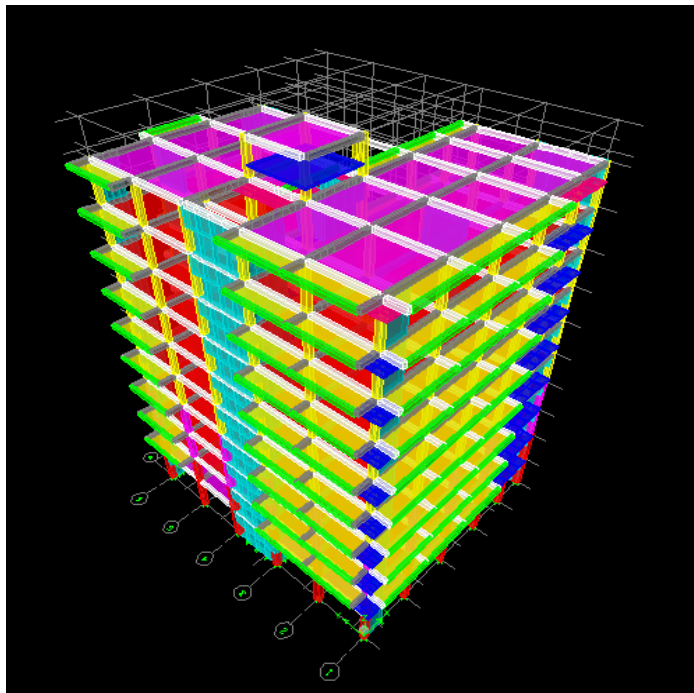


Figure V.2 : Modèle étudié avec le logiciel ETABS.

V.2.1 : Vérification de la période de vibration et la participation de la masse modale : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

a) la période :

- ✓ La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.
- ✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :
- ✓ $T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).
- ✓ h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- ✓ C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	C _T
1	portique auto -stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.1: Valeurs du coefficient C_T.

Donc : $T = 0,05(30,9)^{\frac{3}{4}} = 0,655 \text{ s}$

Remarque : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de 30% celles estimées à partir des formules empiriques appropriées .

- Calcul de la période empirique majorée

$$T = 0,667 \times 1,3 = 0.852s$$

- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display →show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK →OK

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,887984	65,9658	1,8854	65,9658	1,8854	3,0224
2	0,785645	1,6224	65,56	67,5882	67,4454	0,357
3	0,76721	3,6918	0,1329	71,2801	67,5783	64,6723
4	0,233682	15,1421	0,1806	86,4222	67,7588	0,1534
5	0,177963	0,3676	12,0782	86,7898	79,8371	6,5036
6	0,173606	0,0047	6,6146	86,7945	86,4517	12,2105
7	0,114551	0,8653	0,0624	87,6598	86,5141	0,0812
8	0,111934	0,5684	0,3018	88,2283	86,8159	0,0057
9	0,108925	0,3752	0,2395	88,6035	87,0554	0,0016
10	0,099499	4,4039	0,0342	93,0074	87,0896	0,0066
11	0,075443	0,043	2,4173	93,0504	89,507	3,8278
12	0,071151	0,0091	4,0182	93,0595	93,5251	2,7442
13	0,058614	2,9682	0,0165	96,0276	93,5417	0,0052

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,887984s$.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b) la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure (d'après le RPA).
 - Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 12($92,90 \geq 90\%$).
 - Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 12($93,30 \geq 90\%$).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 12.

V.2.3 : Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 10 % de la hauteur de l'étage à moins qu'on prouve qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} \delta_k = \delta_{ek} \times R \\ \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \end{array} \right\} \longrightarrow \Delta_k \leq 1 \% h$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Niveaux	U _x (m)	$\delta_k =$ R δ_{ek}	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	U _y (m)	$\delta_k =$ R δ_{ek}	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	R	h (m)	1 % h	Condition
TERASSE	0,0168	0,084	0,008	0,0151	0,0755	0,0095	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 8	0,0152	0,076	0,0085	0,0132	0,066	0,0095	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 7	0,0135	0,0675	0,0095	0,0113	0,0565	0,0095	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 6	0,0116	0,058	0,01	0,0094	0,047	0,0095	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 5	0,0096	0,048	0,0105	0,0075	0,0375	0,009	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 4	0,0075	0,0375	0,0105	0,0057	0,0285	0,0085	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET3	0,0054	0,027	0,0095	0,004	0,02	0,0075	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET2	0,0035	0,0175	0,0085	0,0025	0,0125	0,006	5	3,06	0,0306	Vérifier
ET 1	0,0018	0,009	0,006	0,0013	0,0065	0,0045	5	3,06	0,0306	Vérifier
RDC	0,0006	0,003	0,003	0,0004	0,002	0,002	5	3,36	0,0336	Vérifier

Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étages.

Vérification du déplacement maximal de la structure

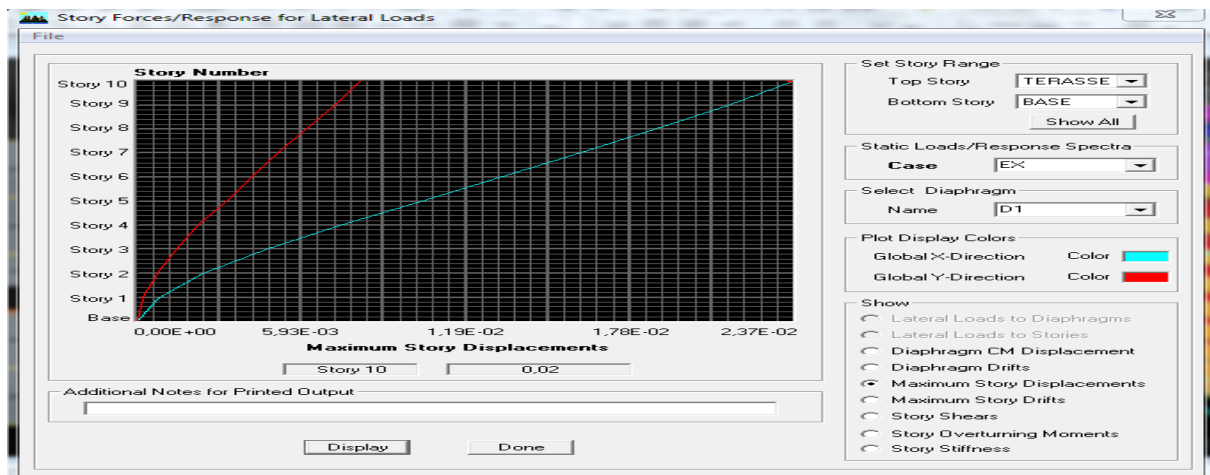
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{33,4}{500} = 0,0667\text{m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

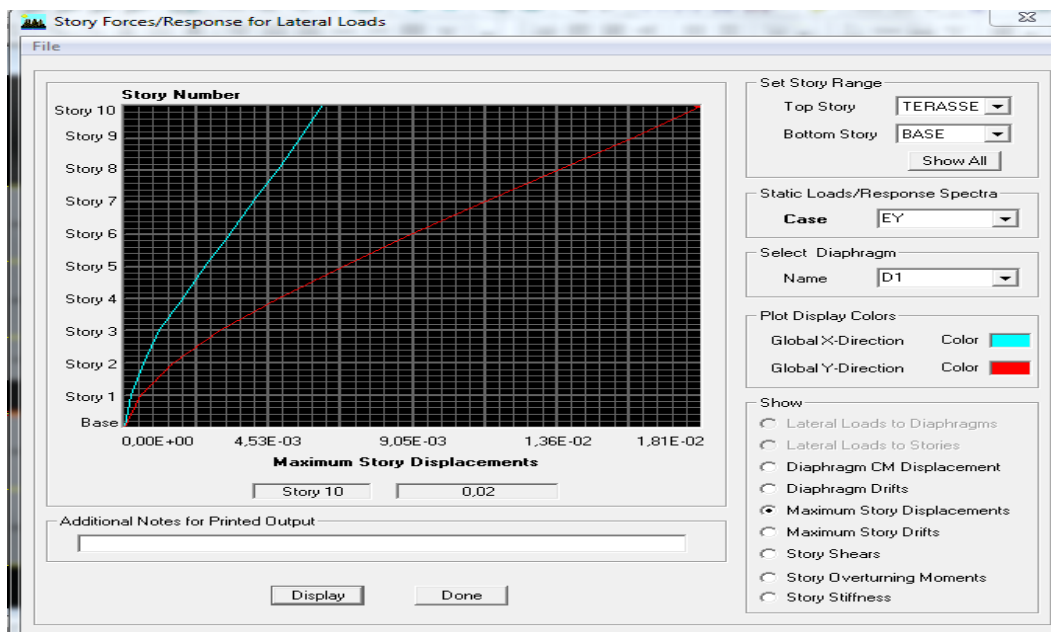
❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

❖ Sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots**. La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiqué sur l'image

Figure V.3 : Vérification des déplacements selon E_x

❖ Sens transversal :

Figure V.4 : Vérification des déplacements selon E_y .

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.2.4 : L'effet P- Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

L'effet P-Delta est un effet linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.

- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Les effets de deuxième ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant 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».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P (KN)	hk	ΔK (m)	Vk	θX	ΔK (m)	Vk	θy
TERASSE	3966,32	3,06	0,008	397,53	0,02608473	0,0095	441,24	0,02790712
ET 8	7693,43	3,06	0,0085	681,76	0,03134628	0,0095	750,2	0,03183795
ET 7	11420,54	3,06	0,0095	911,94	0,03887967	0,0095	986,68	0,03593457
ET 6	15147,65	3,06	0,01	1106	0,0447578	0,0095	1187,29	0,0396087
ET 5	18874,75	3,06	0,0105	1270,73	0,05096779	0,009	1358,46	0,04086537
ET 4	22601,86	3,06	0,0105	1411,32	0,05495239	0,0085	1500,39	0,04184442
ET3	26415,04	3,06	0,0095	1529,62	0,05361297	0,0075	1617	0,0400388
ET2	30228,21	3,06	0,0085	1623,99	0,05170429	0,006	1713,85	0,03458354
ET 1	34138,92	3,06	0,006	1695,79	0,03947367	0,0045	1792,69	0,02800501
RDC	37779,18	3,36	0,003	1739,2	0,01939479	0,002	1842,46	0,01220521

Tableau V.3: Vérification des effets P- Δ .

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Display*→*show tables

Choose Tables for Display

Edit

☐ **MODEL DEFINITION** (0 of 65 tables selected)

- ☐ Building Data
- ☐ Property Definitions
- ☐ Load Definitions
- ☐ Point Assignments
- ☐ Frame Assignments
- ☐ Area Assignments
- ☐ Input Design Data
- ☐ Design Overrides
- ☐ Options/Preferences Data
- ☐ Miscellaneous Data

☒ **ANALYSIS RESULTS** (1 of 26 tables selected)

- ☐ Displacements
- ☐ Reactions
- ☐ Modal Information
- ☒ Building Output
- ☐ Frame Output
- ☐ Area Output
- ☐ Objects and Elements

Select Output

Select

- 00GEX Combo
- 00GEXM Combo
- 00GEXV Combo
- 00GEXYM Combo
- ELU Combo
- ELU Combo
- EX Spectra
- FY Spectra
- G Static Load
- G00EX Combo
- G00EXM Combo

OK

Cancel

Clear All

Load Cases (Model Dat...)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combo (Results)

Select Cases/Combo...

2 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

☐ Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK

Cancel

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo...→ OK→OK

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	349,8871	349,8871	8,326	9,931	677,9204	677,9204	8,145	9,717	9,006	10,647
ET1	D2	376,7016	376,7016	8,081	9,538	376,7016	376,7016	8,081	9,538	8,673	9,586
ET2	D3	372,3364	372,3364	8,071	9,536	372,3364	372,3364	8,071	9,536	8,42	9,167
ET3	D4	367,9484	367,9484	8,06	9,535	367,9484	367,9484	8,06	9,535	8,274	8,997
ET 4	D5	364,1683	364,1683	8,05	9,533	364,1683	364,1683	8,05	9,533	8,188	8,937
ET5	D6	364,1683	364,1683	8,05	9,533	364,1683	364,1683	8,05	9,533	8,133	8,92
ET 6	D7	364,1683	364,1683	8,05	9,533	364,1683	364,1683	8,05	9,533	8,096	8,923
ET7	D8	364,1683	364,1683	8,05	9,533	364,1683	364,1683	8,05	9,533	8,069	8,933
ET8	D9	364,1683	364,1683	8,05	9,533	364,1683	364,1683	8,05	9,533	8,046	8,943
ET 9	D10	328,0333	328,0333	7,952	9,489	328,0333	328,0333	7,952	9,489	8,026	8,943

Tableau V.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0,05 L_x = 0,05 \times 25,30 = 1.265\text{m}$$

$$e_y = 0,05 L_y = 0,05 \times 21,80 = 1,09 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	EX	Ey	5 % Lx	5 % Ly
RDC	-0,074	0,546	1,265	1,09
ET1	-0,68	-0,716	1,265	1,09
ET2	-0,592	-0,048	1,265	1,09
ET3	-0,349	0,369	1,265	1,09
ET 4	-0,214	0,538	1,265	1,09
ET5	-0,138	0,596	1,265	1,09
ET 6	-0,083	0,613	1,265	1,09
ET7	-0,046	0,61	1,265	1,09
ET8	-0,019	0,6	1,265	1,09
ET 9	0,004	0,59	1,265	1,09

Tableau V.5 : vérification de l'excentricité.

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

ex= 0,68m
ey= 0,716m

Condition vérifiée
 Condition vérifiée

V.2.6 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\longrightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

	Zone		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau V.6. : Coefficient d'accélération de zone A.

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2; zone IIa).

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (RPA 99 / version 2003) : $R = 5$

D : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA 99 / version 2003)

$$\text{Sol meuble (Site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$$

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2(\text{sec})$	0,30	0,40	0,50	0,70

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2) (RPA 99 / version 2003)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.7 : Valeurs de ξ (%).

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = \frac{10\% + 7\%}{2} = 8,5\%$$

Quand $\xi = 8,5\%$; On a $\eta = 0,82$

$\eta = 0,82 > 0,7$ **vérifiée.**

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,885} \right)^{2/3} = 1,4$$

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

- Le logiciel ETABS nous donne les valeurs suivantes :

$$W = 37779,18 \text{ KN.}$$

Q:facteur de qualité donnée en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement : $P_1 = 0$

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.
- Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Suivant x-x : on a 4 travée ≥ 3 ; $L_{\max}/L_{\min} = 4,4/3 = 1,46 \leq 1,5$ condition vérifiée

Suivant y-y : on a 4 travée ≥ 3 ; $L_{\max}/L_{\min} = 4,4/4,4 = 1 \leq 1,5$ condition vérifiée

Conclusion : Conditions minimales sur les files de contreventement

$$p_x = 0$$

$$p_y = 0$$

✓ Redondance en plan $P_2 = 0$

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (4) 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 dépassent pas 1,5 .

Suivant x-x : on a 5 travée ≥ 3 ; $L_{\max}/L_{\min} = 4,4/3 = 1,46 \leq 1,5$ condition vérifiée

Suivant y-y : on a 6 travée ≥ 3 ; $L_{\max}/L_{\min} = 4,4/4,4 = 1 \leq 1,5$ condition Vérifiée

Conclusion : Redondance en plan

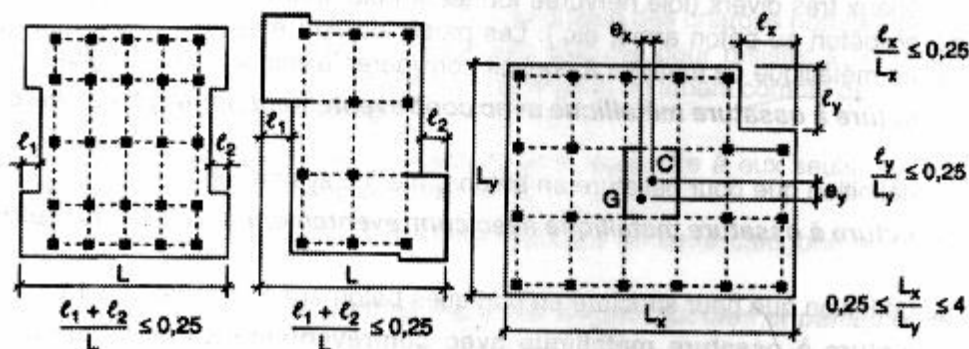
$p_x = 0$

$P_y = 0$

✓ Régularité en plan $P_3 = 0,05$

- 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 non 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.



Dans notre cas :

sens x-x :

$$\frac{e_x}{L_x} = \frac{6,6}{19,8} = 0,336 \geq 0,25 \text{ condition non vérifiée}$$

sens y-y:

$$\frac{e_y}{L_y} = \frac{13,2}{22} = 0,6 \geq 0,25 \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{19,8}{22} = 0,9 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesuré perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_0 = (4,4 \times 4,4) \times 2 = 38,72 \text{ m}^2$$

$$S_T = (19,8 \times 8,8) + (13,2 \times 13,2) = 348,48 \text{ m}^2$$

$$0,15 S_T = 0,15 \times 348,48 = 52,27 \text{ m}^2$$

$$S_0 \leq 0,15 S_T \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

Conclusion : la régularité en plan

$$p_x = 0,05$$

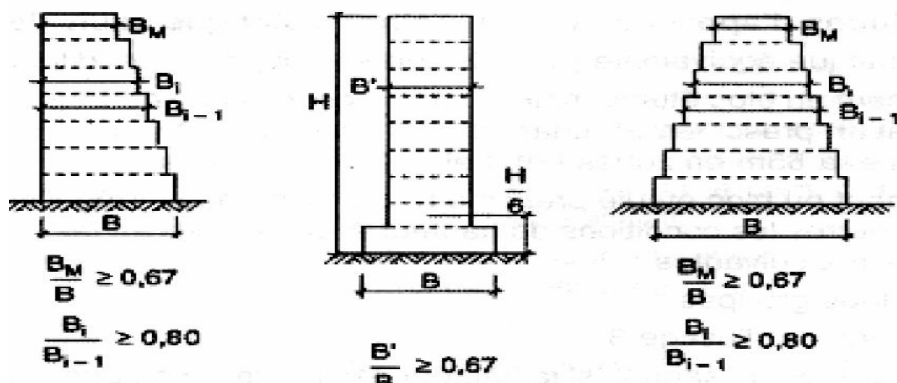
$$p_y = 0,05$$

✓ Régularité en élévation $P_4 = 0$

• Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.....cv

• La raideur et la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

- décrochements en élévation



$$B_M=13,2\text{m}$$

$$B = 19,8 \text{ m}$$

$$B_I=13,2$$

$$B_{I-1}=19,8$$

$$\frac{B_M}{B} = \frac{13,2}{19,8} = 0,67 \geq 0,67$$

$$\frac{B_I}{B_{I-1}} = \frac{13,2}{19,8} = 0,67 \geq 0,80$$

Conclusion : La régularité en élévation :

$$p_x = 0$$

$$p_y = 0$$

✓ Contrôle de la qualité des matériaux $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

✓ Contrôle de la qualité de l'exécution $P_6 = 0$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Observation de critère	Q_x		Q_y	
	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0	0	0
2. Redondance en plan	0	0	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0	0	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0	0	0
$Q = I + \sum P_{qtg}$	1,05		1,05	

Tableau V.8 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q.

Coefficients	A	0,15
	D	1,34
	Q	1,05
	R	5
	W_t	37779,18 KN
Force sismiques V (KN)		V _x =V _y =1666,06 KN
Résultats des forces sismiques données par ETABS		V _x =1739,2 KN
		V _y = 1842,46 KN

Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats.

$V_x = 1739,2 > 80\% V = 0,8 \times V = 0,8 \times 1666,06 = 1332,848 \implies$ condition vérifiée.

$V_y = 1842,46 > 80\% V = 0,8 V = 0,8 \times 1666,06 = 1332,848 \implies$ condition vérifiée.

V2.7: Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 45x45:**

$$B_c = 0,45 \times 0,45 = 0,2025$$

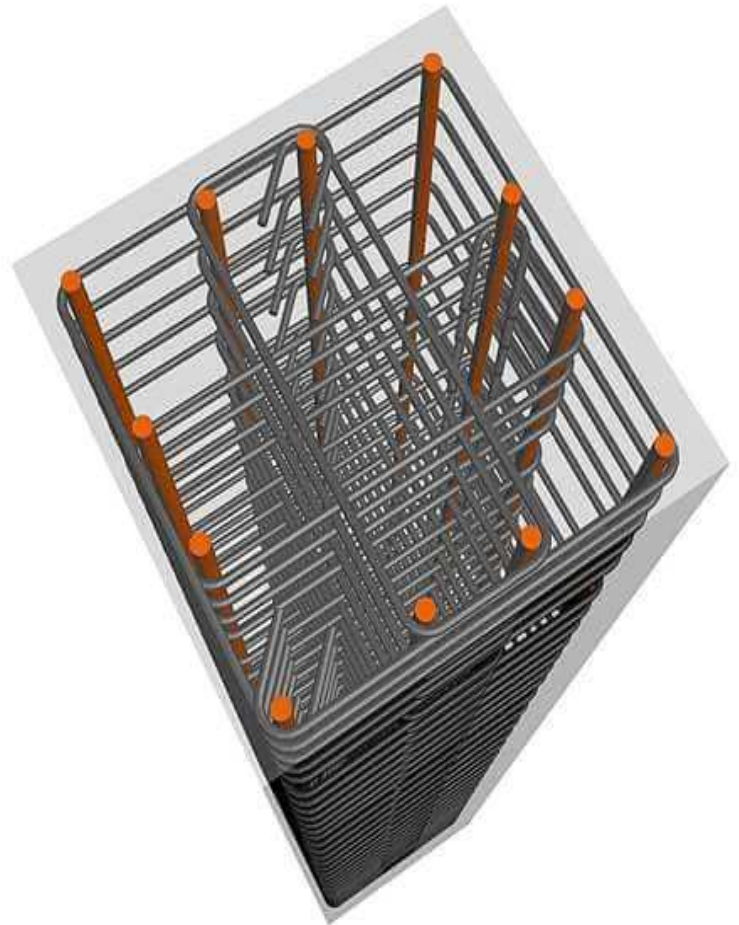
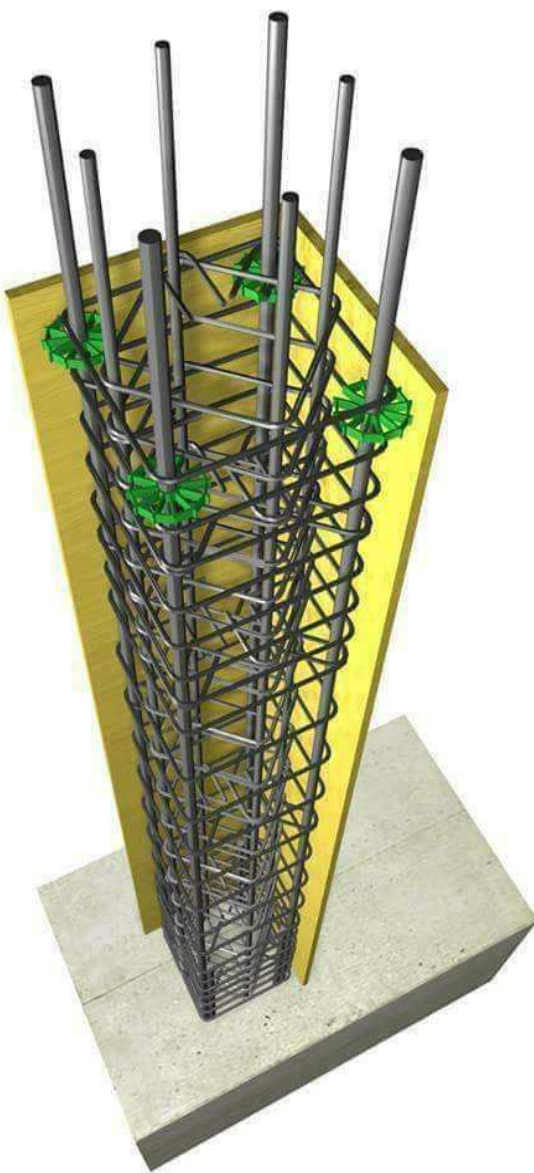
f_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $f_{c28} = 25$ MPa

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel ETABS

N_d dans notre cas est : $N_d = 1148,82$ KN

$$\nu = \frac{1148,82 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,22 \leq 0,3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI-1: Ferraillage des poteaux



VI.1.1 : Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres jusqu'aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- **1,35G+1,5Q → à l'ELU.**
- **G+Q → à l'ELS**
- **G+Q+E → RPA99 révisée 2003.**
- **0,8G± E → RPA99 révisée 2003.**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Recommandations du RPA :

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 40Φ_L (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.	
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh)

Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux 35*35	9,8	49	73,5

Tableau VI.1.1 : les recommandations du RPA.

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :➤ **Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)

Calcul du centre de pression : $e = \frac{Mu}{Nu}$:

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

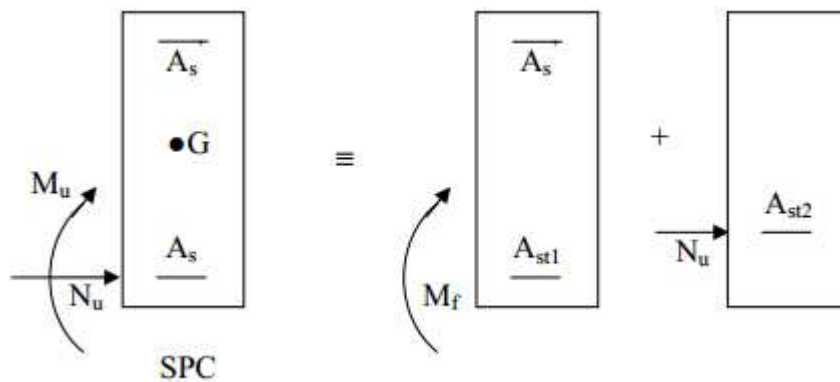
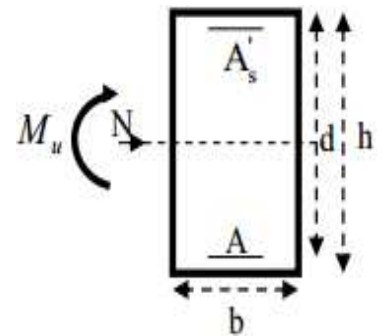
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')Nu - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_i = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} ; A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Si : } A_s \text{ est négative } A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si : $\mu > \mu_i = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Nous calculons:

$$M_r = \mu_i b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

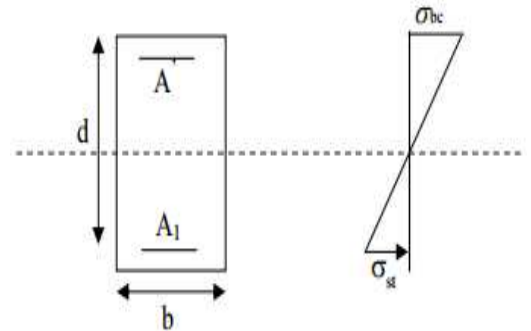
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{La section réelle d'armatures est } A_s' = A' ; A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c') Nu - Mf > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1. \quad \text{Si : } (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} < (d - c') Nu - Mf < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$2. \quad \text{Si : } (d - c') Nu - Mf \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

σ_s = Contrainte de l'acier

➤ **Détermination de la zone nodale :**

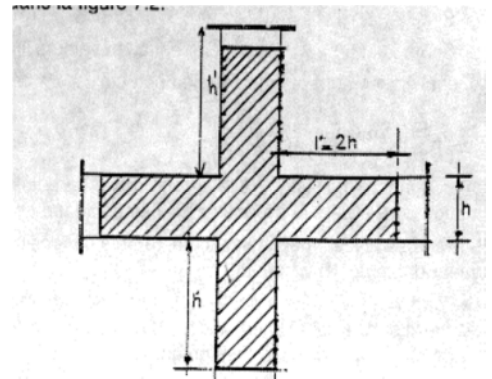
La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) \text{ (Art.7.4.2.1)}$$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



Délimitation de la zone nodale

	h	h'
Poteau (45*45)	3,36	$h' = \text{Max} \left(\frac{336-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau. VI.1.2: Délimitation des zones nodales.

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens xx : Sens longitudinal (Moment M_{22})

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC ,1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-2170,33	-0,67
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-135,73	0,319
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		-954,85	-59,699
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-1658 ,9	-1,01
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-104,69	46,19
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		-691,27	-69,689
4 ^{ème} 5 ^{ème} ,6 ^{ème} 7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} , étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-1213,12	-1,221
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-19,61	-4,947
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		-156,78	17,775

Sens yy : Sens Transversal (Moment M_{33}) :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC ,1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-2170,33	-1,059
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-135,73	73,853
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		833,08	-89,811
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-1658 ,9	-1,07
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-104,69	0,066
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		-663,79	-87,755
4 ^{ème} 5 ^{ème} ,6 ^{ème} 7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} , étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU 0,8GE GQE	-1213,12	-0,543
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$		-19,61	7,179
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$		-294,69	-94,025

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2)$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone II a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant de $10\Phi_{\min}$

Exemple de calcul a l'ELU :

Pour le poteau (45× 45) :

$$N_u = 2170,33 \text{ kN} ; M_u = 0,67 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,67 \times 10^2}{2170,33} = 0,03 \text{ cm}$$

$$e = 0,23 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 19,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')Nu - M_f$ et $(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 0,67 + 2170,33 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 423,88 \text{ kN.m}$$

Et :

$$\begin{aligned} (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} &= \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45}\right)(0,45)^3 \times 14,2 \times 10^3 \\ &= 366,2 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0,42 - 0,03) \times 2170,33 - 423,88 = 422,5 \text{ kN.m} > 366,2 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de : $(0,5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0,5h - c') \cdot h \cdot b \cdot f_{bc} = (0,5 \times 0,45 - 0,03) \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } (d - c')N_u - M_f = 423,88 \text{ kN.m} < 560,72 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{2170,33(0,42 - 0,03) - 100 \times 0,67}{100 \times 0,45^3 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,03}{0,45}}$$

$$\Psi = 0,46$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{2170,33 - 100 \times 0,46 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0,0037 = 0$$

$$A_s = 0$$

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC, 1^{er} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, étage

Les résultats des tableaux suivants

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ^{2vsa})	Ferrailage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2170,33	-0,67	SEC	0	0	16,20	20,60	4HA20 +4HA16
	N _{min} -M _{corr}	-135,73	0,319	SEC	0	0	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-954,85	-59,699	SEC	0	0	16,20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1658,9	-1,01	SEC	0	0	12,80	14,20	4HA16 +4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-104,69	46,19	SPC	0	1,70	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-691,27	-69,689	SEC	0	0	12,80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-1213,12	-1,221	SEC	0	0	9,80	10,68	4HA14 +4HA12
	N _{min} -M _{corr}	-19,61	-4,947	SPC	0	0,14	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-156,78	17,775	SEC	0	0	9,80		

Tableaux VI.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2170,33	-1,059	SEC	0	0	16,20	20,60	4HA20 + 4HA16
	N _{min} -M _{corr}	-135,73	73,853	SPC	0	3,36	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-833,08	-89,811	SEC	0	0	16,20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1658,9	-1,07	SEC	0	0	12,80	14,20	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-104,69	0,066	SEC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-663,79	-87,775	SEC	0	0	12,80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-1213,12	-0,543	SEC	0	0	9,80	10,68	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	-19,61	7,179	SPC	0	0,35	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-294,69	-94,025	SPC	0	6,41	9,80		

Tableaux VI.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens transversal.

Vérifications à l'ELU :

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II_a : L_r = 40Φ

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
L _r = 40 × 2 = 80cm	L _r = 40 × 1,6 = 64cm	L _r = 40 × 1,4 = 56cm	L _r = 40 × 1,2 = 48cm

Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

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

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

Ψ_s = 1,5 pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70,55 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

➤

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 * 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
En zone courante (pour zone IIa) : $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1,2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit: $S_t = 15\text{cm}$.
En zone nodal (pour zone II a) : $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1,2\} = \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort

Pour le poteau 45x45

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = 0,35$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

poteau	hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$	A_{adopte}	Observation
45*45	3,36	2,352	5,226	2,005	2,01	condition vérifiée
40*40	3,06	2,142	5,355	1,8	2,01	condition vérifiée
35*35	3,06	2,142	6,12	1,575	2,01	condition vérifiée

Tableau VI .1.5: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5$ $\rho_b = 0,075$ $\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$

poteau	h_e	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	d	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45*45	3,36	0,45	5,226	0,42	60,59	0,320	1,875	CV
40*40	3,06	0,4	5,355	0,37	59	0,398	1,875	CV
35*35	3,06	0,35	6,12	0,32	61,19	0,546	1,875	CV

Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

Vérifications à l'ELS :**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{fe} \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right] \times b \times d$$

Avec: $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	-1573 ,99	-0,337	0,0214	5,62211	20,60	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-547,42	-3,055	0,558	5,87061		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-661,79	-32,547	4,918	11,3564		CV
Zone II (40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-1204,76	-0,73	0,060	5,6423	14,20	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-366,94	-1,457	0,397	4,5558		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-700,99	29,588	4,22	8.56		CV
Zone III (35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-881,29	-0,934	0,105	4,4423	10,68	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-49,61	-13,254	26,716	0,7905		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-138,44	-47,568	34,360	0,9415		CV

Tableau VI.1.7 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	-1573,99	-0,699	0,0444	3,337	20,60	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-547,42	-3,901	0,712	5,948		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-830,3	-10,482	1,262	6,2587		CV
Zone II (40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-1204,76	-0,759	0,0630	5,643	14,20	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-366,94	4,733	1,289	5,000		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-636,53	17,136	2,692	6,085		CV
Zone III (35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-881,29	-0,415	0,047	4,416	10,68	CV
	$N_{min}-M_{corr}$	-49,61	-15,2	30,638	0,8796		CV
	$N_{corr}-M_{max}$	-70,94	28,01	39,484	1,004		CV

Tableaux VI .1.8: Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens transversal.

Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	-1573,99	-0,337	0,0214	SEC	5,97	5,94	15	✓	89,5	89,2	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-547,42	-3,055	0,558	SEC	2,29	2,05	15	✓	34,1	31,1	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-661,79	-32,547	4,918	SEC	3,77	1,23	15	✓	54,1	21,1	348	✓
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	-1204,76	-0,73	0,060	SEC	4,95	4,88	15	✓	74,2	73,3	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-366,94	-1,457	0,397	SEC	1,56	1,43	15	✓	23,3	21,6	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-700,99	29,588	4,22	SEC	4,18	1,54	15	✓	60,1	25,7	348	✓
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	-881,29	-0,934	0,105	SEC	3,8	3,71	15	✓	57	55,8	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-49,61	-13,254	26,716	SPC	1,02	0	15	✓	13,2	-13,8	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-138,44	-47,568	34,360	SPC	3,58	0	15	✓	45,4	-62,5	348	✓

Vérification des contraintes dans le Sens longitudinal

Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	-1573 ,99	-0,699	0,0444	SEC	5,98	5,93	15	✓	89,7	89	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-547,42	-3,901	0,712	SEC	2,22	1,92	15	✓	33	29,13	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-830,3	-10,482	1,262	SEC	3,55	2,73	15	✓	52,4	41,8	348	✓
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	-1204,76	-0,759	0,0630	SEC	4,95	4,88	15	✓	74,2	73,2	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-366,94	4,733	1,289	SEC	1,71	1,29	15	✓	25,2	19,7	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-636;53	17,136	2,692	SEC	3,36	1,83	15	✓	48,9	29	348	✓
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	-881,29	-0,415	0,047	SEC	3,78	3,74	15	✓	56,6	56,1	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-49,61	-15,2	30,638	SPC	0,23	0,19	15	✓	3,43	2,91	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	-70,94	28,01	39,484	SPC	2,09	0	15	✓	26,2	-40,5	348	✓

Vérification des contraintes dans le Sens transversal

Conclusion :

Après calculs et vérification d'usage, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
RDC, 1 ^{er} Etage	45x45	4HA20+4HA16
2 ^{ème} 3 ^{ème} Etage	40x40	4HA16+4HA14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} Etage	35x35	4HA14+4HA12

Tableau VI.1.9 : Ferrailage finale des poteaux.

Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,19\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

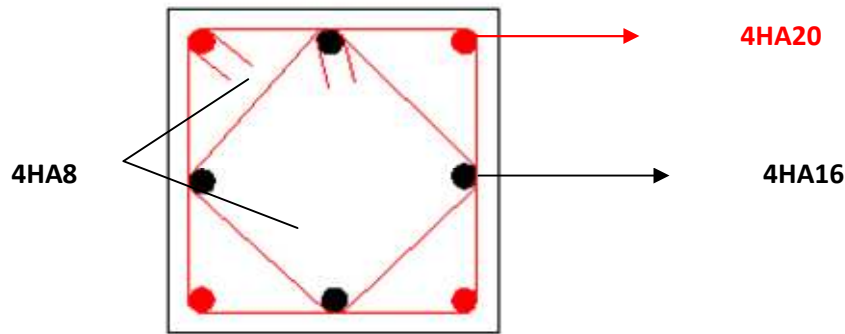


Figure. VI: Ferrailage Poteau (45x45)

➤ Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : $8HA14 + 8HA12 = 10,67\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

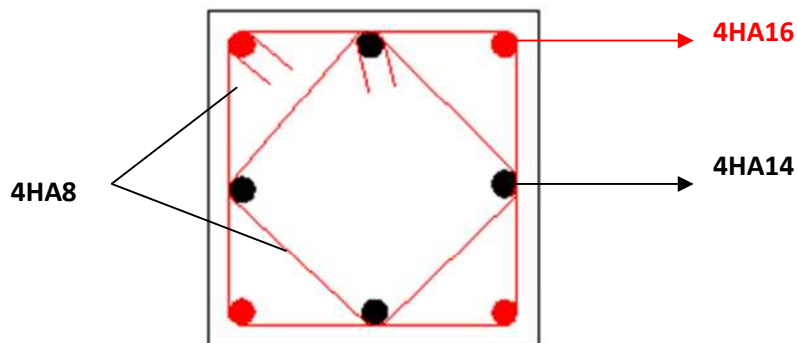


Figure. VI: Ferrailage Poteau (40x40)

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $8\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67\text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

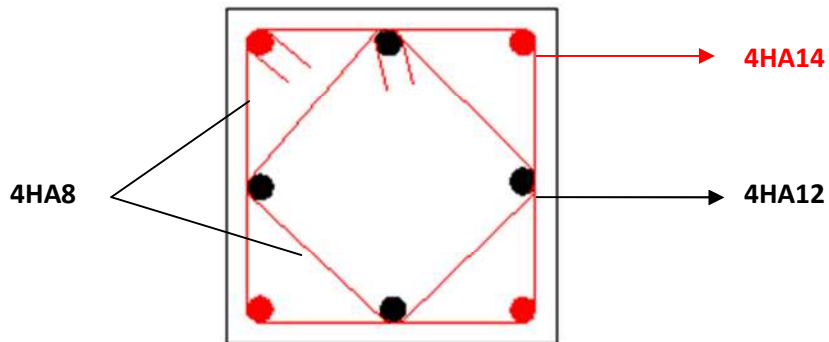
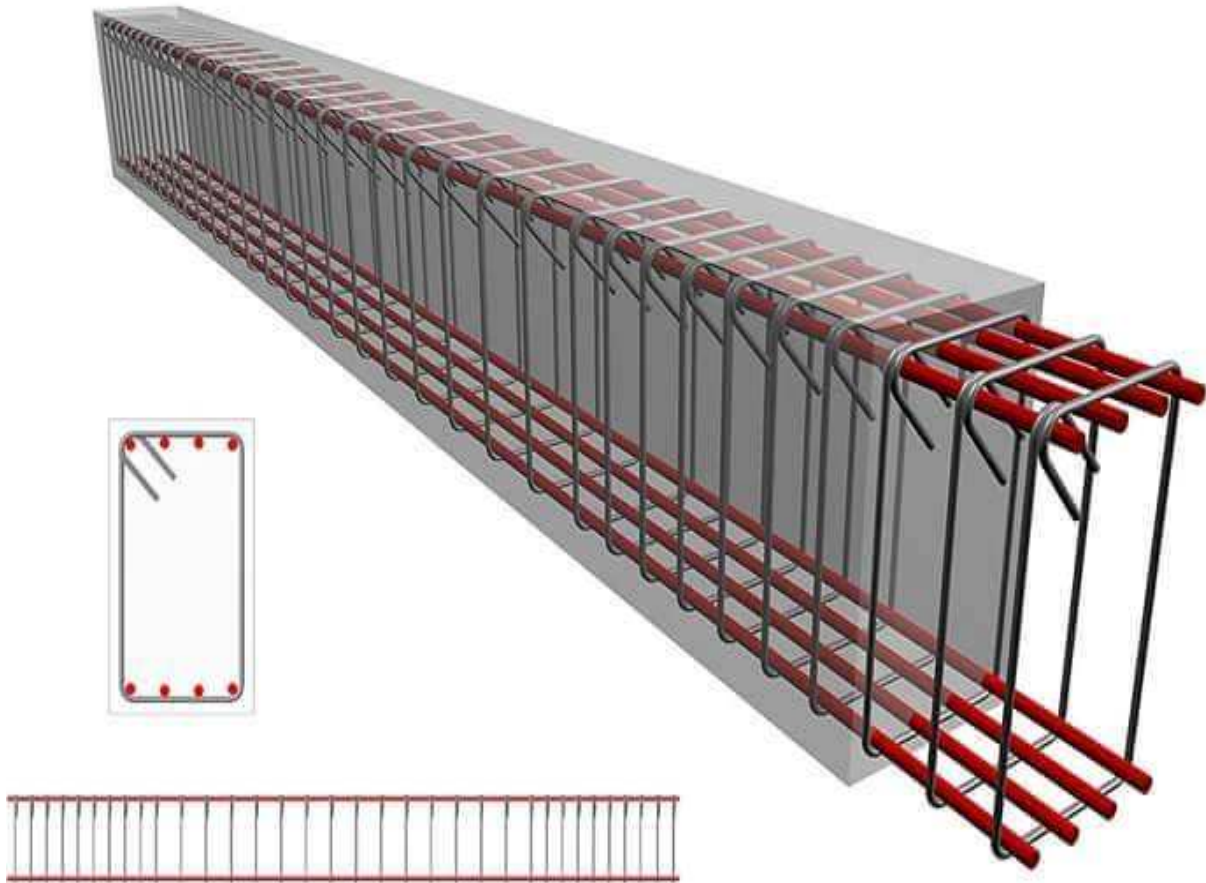


Figure. VI.5: Ferrailage Poteau (35x35)

VI-2: Ferraillage des poutres



VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries mais 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. Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone II_a. ➤ L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°. ➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{\max}=4\% b h$ en zone courante.$A_{\max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{\min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poutre principale 25*35	4,375	35	52,5
Poutre secondaire 25*35	4,375	35	52,5
Poutre de chaînage	3,75	30	45

Tableau VI.2.1 : Les recommandations du RPA.**Hypothèse de calcul :**

Le ferraillage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35G+1,5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E → RPA99 révisée 2003

a) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
 $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).}$$

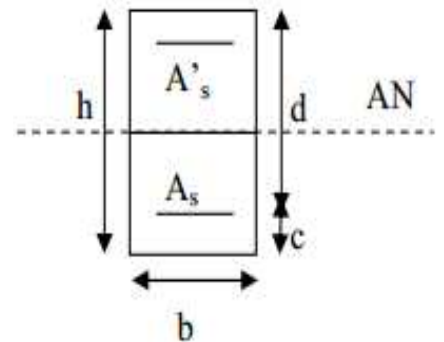
Avec :

- ϕ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1. Ferraillage des poutres a l'ELU :**➤ Armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :
 Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

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

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable)} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

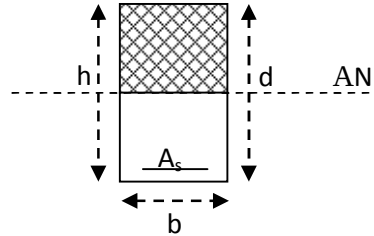


Figure VI.2.1: section simplement armée.

- Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c'est-à-dire la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ **Armatures tendues :** $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

▪ **Armatures comprimées :** $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

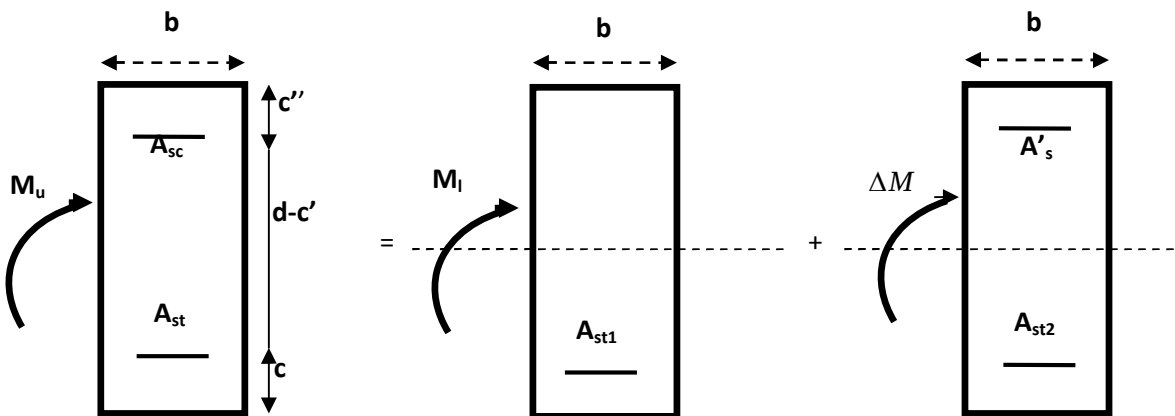


Figure VI.2.2 : section doublement armée.

a) Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

Poutres secondaires et les poutres principales loin des voiles :

	nature	M(KN.m)
Poutre principale	travée	42,3
	appuis	83,104
Poutre secondaire	travée	35,761
	appuis	68,504
Poutre de chaînage	travée	13,858
	appuis	24,015

Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres

Poutres secondaires et les poutres principales solidaires des voiles :

	nature	M(KN.m)
Poutre principale	travée	54,439
	appuis	94,886
Poutre secondaire	travée	40,334
	appuis	91,863

Ferrailage des poutres :**Poutre principale**

✓ *En travées :*

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{42,3 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,11 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42,3 \times 10^3}{0,942 \times 32 \times 348} = 4,032 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature. $\left. \begin{array}{l} 3HA14 \text{ filante} \\ 2HA12 \text{ chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 6,88 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83,104 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,228 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,228 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,869$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{83,104 \times 10^3}{0,869 \times 32 \times 400} = 7,47 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} 3HA14 \text{ filante} \\ 3HA12 \text{ chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 8,01 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres principales (25*35):**

	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	42,3	0,12	SSA	0,936	4,06	3HA14 filante 2HA12 chapeau	6,88
Aux appuis	83,104	0,228	SSA	0,869	7,47	3HA14 filante 3HA12 chapeau	8,01

Tableau VI.2.2: ferraillage des poutres principales.

Poutres secondaires

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{35.761 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,098 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35,761 \times 10^3}{0,948 \times 32 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA14 \Rightarrow A_{ad} = 4,62 \text{ cm}^2$.

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68,504 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,18 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,900$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68,504 \times 10^3}{0,900 \times 32 \times 400} = 5,94 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} \text{3HA14 filante} \\ \text{2HA12 chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 6,88 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres secondaires (25*35):**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	35,701	0,098	SSA	0,948	3,30	3HA14	4,62
Aux appuis	68,504	0,18	SSA	0,9	5,94	3HA14 filante 2HA12 chapeau	6,88

Tableau VI.2.3 : ferraillage des poutres secondaires.

Poutre chainage

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13,858 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,054 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,858 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $2\text{HA12} \Rightarrow A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2$.

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,532 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,07 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,015 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 400} = 1,78 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **2HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres chainage (25*30):**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	13.858	0,054	SSA	0,936	1,17	2HA12	2,26
Aux appuis	24.015	0,07	SSA	0,964	1,78	2HA12	2,26

Tableau VI.2.4 : ferraillage des poutres chainage.

Poutres principales solidaires des voiles :

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{54,439 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,15 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,15 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,439 \times 10^3}{0,918 \times 32 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} \text{3HA14 filante} \\ \text{3HA12 chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 8,01 \text{ cm}^2$

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{94,886 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,26 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,26 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,846$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{94,886 \times 10^3}{0,846 \times 32 \times 400} = 8,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} \text{3HA14 filante} \\ \text{3HA14 chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 9,24 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres principales solidaires des voiles :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	59,607	0,16	SSA	0,912	5,106	3HA14 filante 3HA12 chapeau	8,01
Aux appuis	84,043	0,23	SSA	0,867	7,57	3HA14 filante 3HA14 chapeau	9,24

Tableau VI.2.5 : ferraillage des poutres principales solidaires des voiles.

Poutres secondaires solidaires des voiles :

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40,334 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,11 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,334 \times 10^3}{0,942 \times 32 \times 348} = 3,84 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = 4,62 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{91,863 \cdot 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,25 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,26 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,854$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{91,863 \times 10^3}{0,854 \times 32 \times 400} = 8,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $\left. \begin{array}{l} \text{3HA14 filante} \\ \text{3HA14 chapeau} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{ad} = 9,24 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres secondaires solidaires des voiles :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	59,607	0,16	SSA	0,912	5,106	3HA14	4,62
Aux appuis	84,043	0,23	SSA	0,867	7,57	3HA14 filante 3HA14 chapeau	9,24

Tableau VI.2.6 : ferraillage des poutres secondaires solidaires des voiles.

Calcul des armatures transversales :

- 1) **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1,4\right) = (1; 2,5; 1,4) = 1 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

- 2) **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :

$$A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

3) Espacement des armatures transversales :

Les poutres principales et secondaires

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$		
	$S_t < (0,9 \times 32 ; 40 \text{ cm}) = (28,8 ; 40 \text{ cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)		
Zone nodal :	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_l)$	
	$S_t \leq \min(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4) = (8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm}$	$S_t = 8 \text{ cm}$
Zone courante :	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion : On retiendra

 $S_t = 8 \text{ cm}$ à la zone nodale. $S_t = 15 \text{ cm}$ à la zone courante.

Les poutres de chaînage

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$		
	$S_t < (0,9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = (24,3 ; 40 \text{ cm})$	$S_t = 20 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)		
Zone nodal :	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_l)$	
	$S_t \leq \min(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,2) = (7,5 ; 14,4) = 7,5 \text{ cm}$	$S_t = 7 \text{ cm}$
Zone courante :	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 15 \text{ cm}$	$S_t = 10 \text{ cm}$

Conclusion : On retiendra

$S_t = 8\text{cm}$ à la zone nodale.

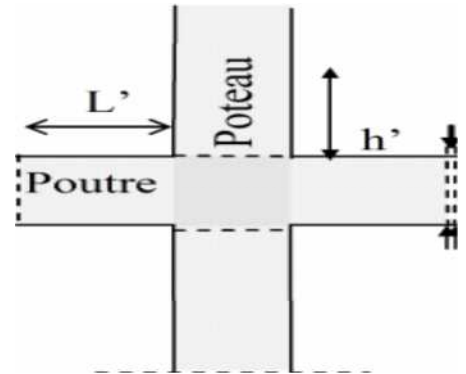
$S_t = 10\text{cm}$ à la zone courante.

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

Poutre principale : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ m}^2$

Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ m}$



5) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de

Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre chaînage
$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$

Figure VI-B-1 : Zone nodale la poutre considérée.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

Vérifications à L'ELU :

- Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{min}	Observation
Poutres principales	$\frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966\text{cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.
Poutres secondaire		
Poutre de chaînage	$\frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,815\text{cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$		=3,33MPa
/	$T_{\max}$	τ_u	Observation
Poutre principales	100,75KN	1,25MPa	Condition vérifiée
Poutre secondaire	56,82KN	0,710MPa	Condition vérifiée
Poutre de chainage	14,64	0.21	Condition vérifiée
Poutre principales reliées aux voiles	118,57	1,48	Condition vérifiée.
Poutre secondaire reliées aux voiles	166,83	2,08	Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ avec : $a=0,9*d$			
	$T_{\max}$	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	observation
Poutre principales	100,75KN	480KN	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	56,82KN	480KN	Condition vérifiée.
Poutre de chainage	14,64	405 KN	Condition vérifiée.
Poutre principales reliées aux voiles	118,57	480KN	Condition vérifiée.
Poutre secondaire reliées aux voiles	166,83	480KN	Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{Mu}{0,9d}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{Mu}{0,9d} \right)$

-Poutres principales : $T_u - \frac{Mu}{0,9d}$

$A_s > \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Observation
principale	100,75KN	83,104KN.m	-187,80	Condition vérifiée
secondaire	56,82KN	68,504KN.m	-181,04	Condition vérifiée
chaînage	14,64	18,32	-60,75	Condition vérifiée
Poutre principales reliées aux voiles	118,57	94,886	-210,89	Condition vérifiée.
Poutre secondaire reliées aux voiles	166,83	91,863	152,13	Condition vérifiée.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99) :**

Pour assurer que les barres sont bien ancrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu i}$$

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

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

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\psi_s = 1,5$: Pour des barres haute adhérence

$\psi_s = 1$: Pour des barres rondes lisses.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u_i = n \pi \emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

$\emptyset$: Diamètre d'une barre.

		Ferraillage	ΣU_i	$V_u^{\max}$	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA14 filante 2HA12 chapeau	226,08	100,75KN	1,54	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 filante 3HA12 chapeau	244,92		1,42		
P-S	En travée	3HA14	113,04	56,82KN	1,74	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 filante 2HA12 chapeau	244,92		0,805		
P-C	En travée	2HA12	75,36	14,64	0,799	3,15	C.V
	En appuis	2HA12	75,36		0,799		
P-P	En travée	3HA14 filante 3HA12 chapeau	244,92	118,57	1,68	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 filante 3HA14 chapeau	263,76		1,56		
P-S	En travée	3HA14	131,88	166,83		3,15	C.V
	En appuis	3HA14 filante 3HA14 chapeau	263,76		2,19		

- **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$

Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{ cm}$.

Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation du béton en compression : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU.

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et $K = \frac{\alpha 1}{15 \times (1 - \alpha 1)}$

La contrainte dans l'acier est :

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutre	Ms(kN.m)	A(cm ²) adopté	ρ_1	β_1	k_{11}	σ_s [Mpa]	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
principale	30,94	6,88	0,717	0,877	25,65	192,069	7,682	15	vérifiée
	59,37	8,01	1,00125	0,860	20,71	296,33	14,308	15	vérifiée
secondaire	31,724	4,62	0,577	0,889	30,04	241,513	8,039	15	vérifiée
	49,119	6,88	1,00125	0,860	20,71	222,827	10,75	15	vérifiée
chainage	10,577	2,26	0,28	0,916	44,52	159,66	3,58	15	vérifiée
	15,056	2,26	0,28	0,916	44,52	227,27	5,104	15	vérifiée
Principale solide ou voile	41,841	8,01	1,00125	0,86	20,71	189,81	9,165	15	vérifiée
	64,78	9,24	1,155	0,853	19,01	256,844	13,51	15	vérifiée
Secondaire solide ou voile	40,875	4,62	0,577	0,889	30,04	311	10,35	15	vérifiée
	56	9,24	1,155	0,853	19,01	222	11,67	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

Poutres principales:

Sens (x-x): $\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{cm.}$

0,066cm (donné par étapes) < 0,88cm $\longrightarrow$ C.V

Poutres secondaires:

(y-y) : $\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{ cm.}$

0,026cm (donné par étapes) < 0,88cm $\longrightarrow$ C.V

Poutres principales solides ou voiles :

Sens (x-x): $\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{cm.}$

0,073cm (donné par étapes) < 0,88cm $\longrightarrow$ C.V

Poutres secondaires solides ou voiles :

(y-y) : $\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{ cm.}$

0,017cm (donné par étapes) < 0,88cm $\longrightarrow$ C.V

Poutres de chaînage :

$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88\text{ cm.}$

0,042cm (donné par étapes) < 0,88cm $\longrightarrow$ C.V

➤ **Poutres principales :**

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14+2HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

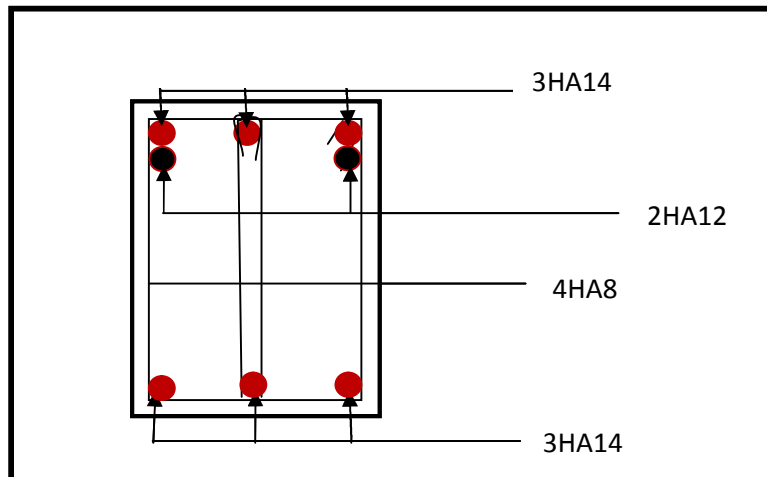


Figure.VI : Ferrailage en travée d'une poutre principale

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

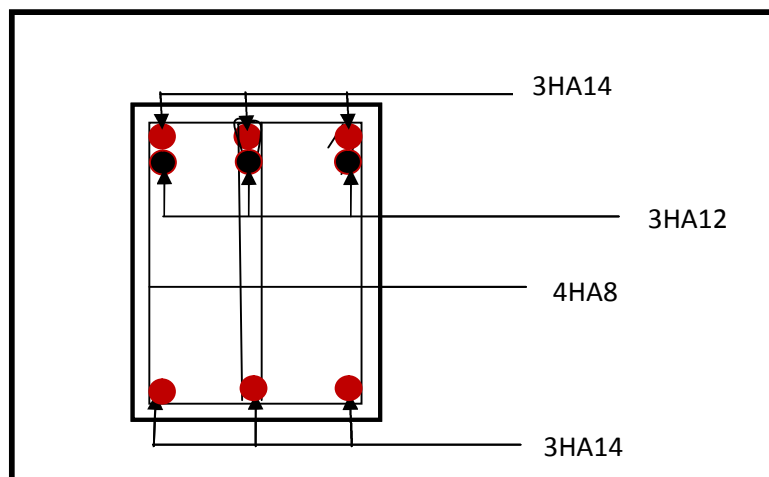


Figure.VI : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

➤ Poutres secondaires :En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

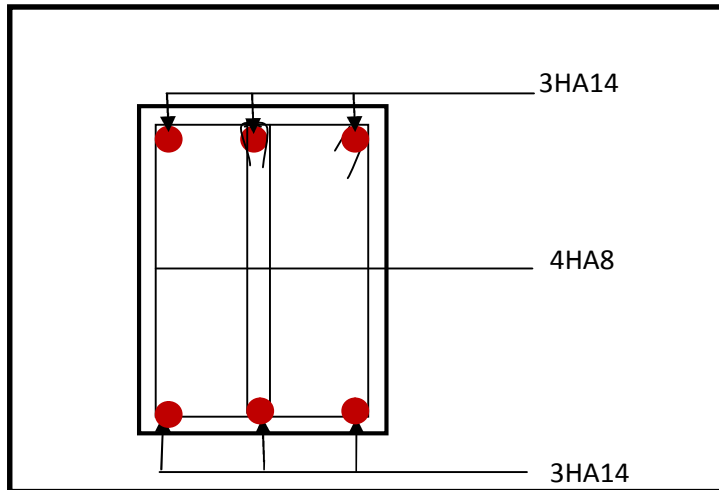


Figure.VI: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire :

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

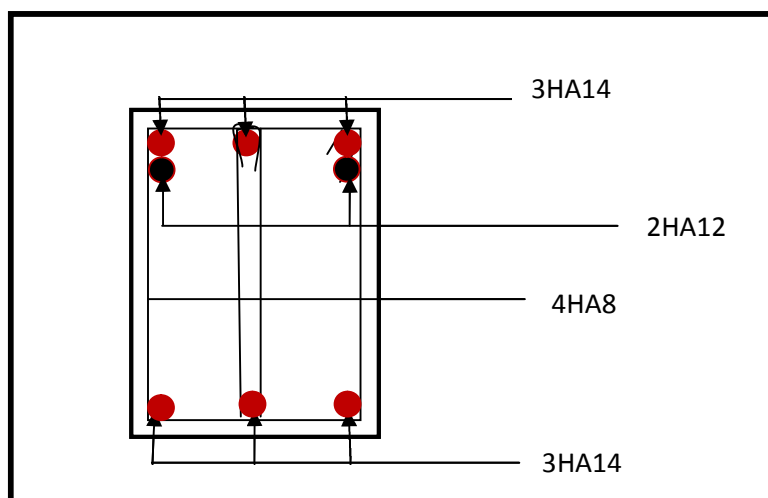
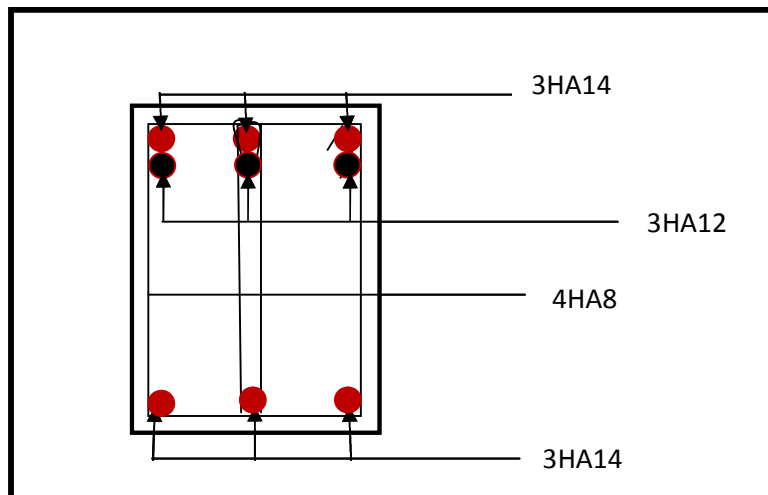


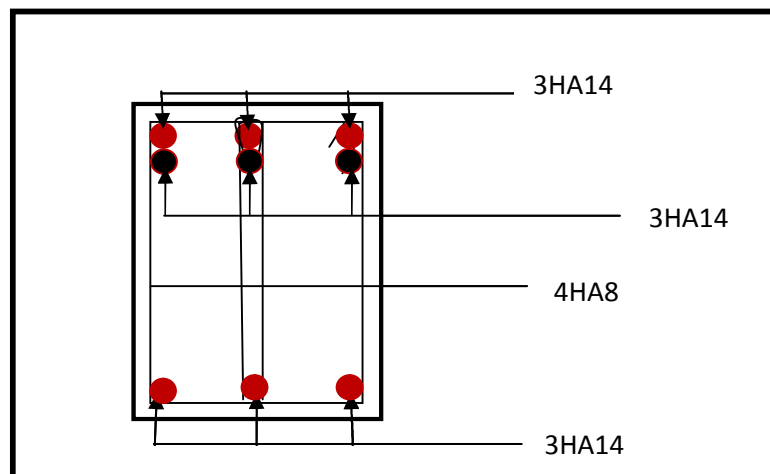
Figure.VI : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

➤ **Poutres principale solidaires des voiles :****En travée**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

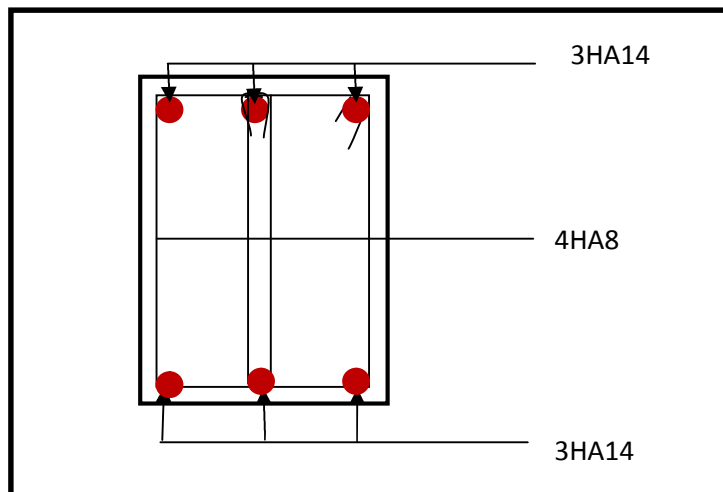
**Figure.VI:** Ferraillage en travée d'une poutre principale**Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

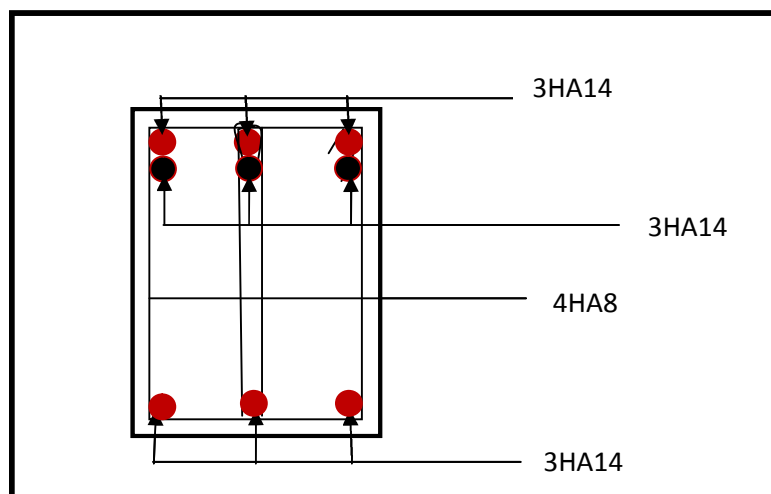
**Figure.VI :** Ferraillage sur appuis d'une poutre principale

➤ **Poutres secondaire solidaires des voiles :****En travée**

- Armatures longitudinales : 3HA14.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

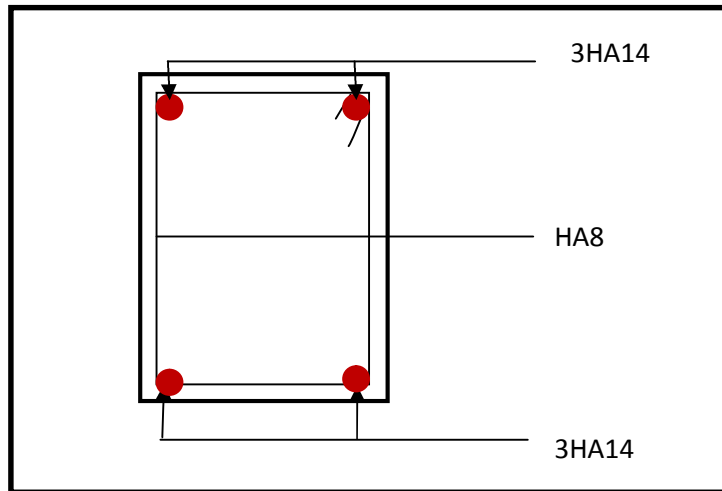
**Figure.VI:** Ferrailage en travée d'une poutre secondaire**Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

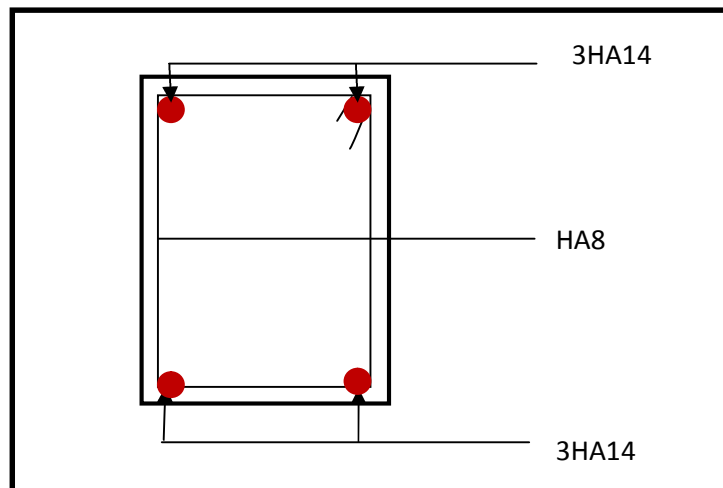
**Figure.VI :** Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

➤ **Poutres de chaînage****En travée**

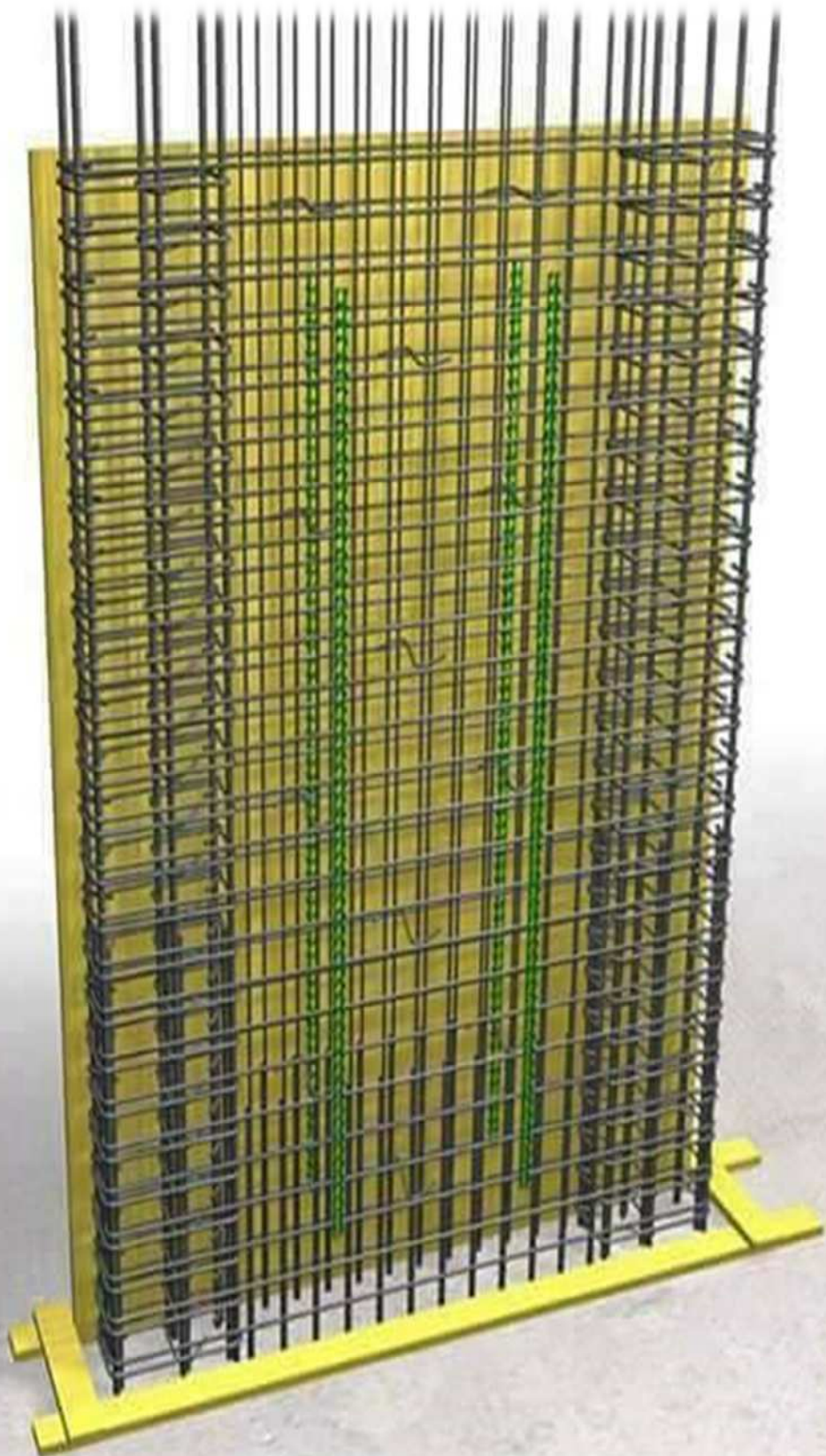
- Armatures longitudinales : 2HA12.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8

**Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 2HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8



VI-3: Ferraillage des voiles



VI.3 :Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à considérer Sont consignés dans le tableau suivant :

Selon le BAEL 99	Selon le RPA version 2003 :
1,35G+1,5Q	G+Q±E
G+Q	0,8G±E

Ferraillage des voiles :

Méthode de ferraillage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la *R.D.M.*
Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \text{ Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones

➤ Zone I: RDC 1^{er} étage,

➤ Zone II: 2^{ème} au 3^{er} étage,

➤ Zone III: 4^{ème} au 9^{ème} étage.

Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

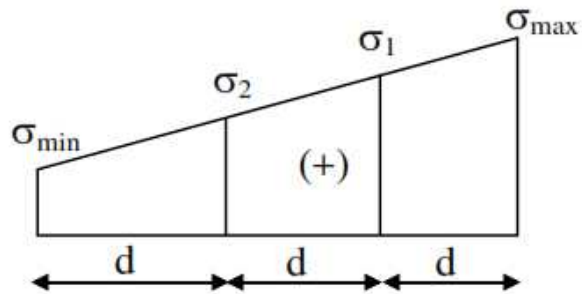


Figure VI.3.1 : Section entièrement comprimée.

e : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s} \quad \text{Avec } B : \text{Section du tronçon considéré,}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation Courante,}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation Accidentelle}$$

Section minimale :

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$ Pour une longueur de la bande « d ».

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{section du béton comprimé.}$$

Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

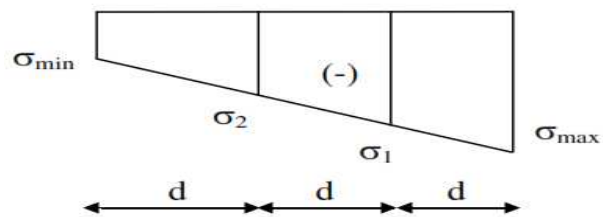


Figure VI.3.2 : Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

VI.3.4 Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

$$\text{Avec : } L_t = L - L_c$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

La section d'armateur est calculée comme suit :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = 0,23B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm²)

- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,25 \% B$ (cm²)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right)$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

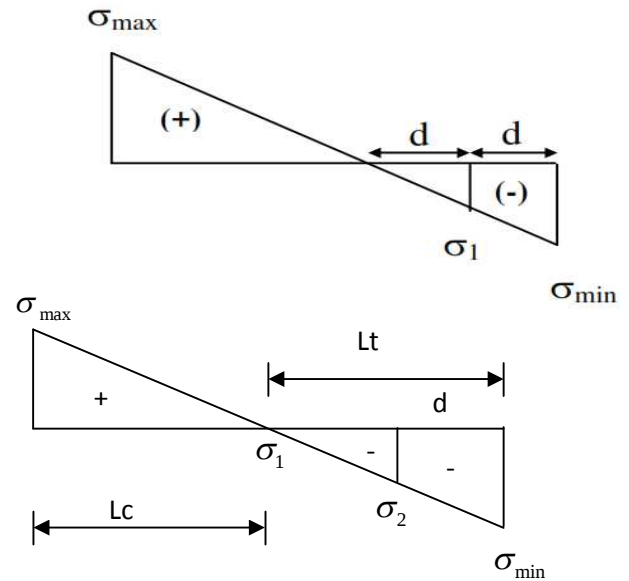


Figure VI.3.3: Section partiellement comprimée.

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ D'après le RPA 99 version 2003 :

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

❖ D'après le BAEL91 modifiée 99 :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Et : V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructives :**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

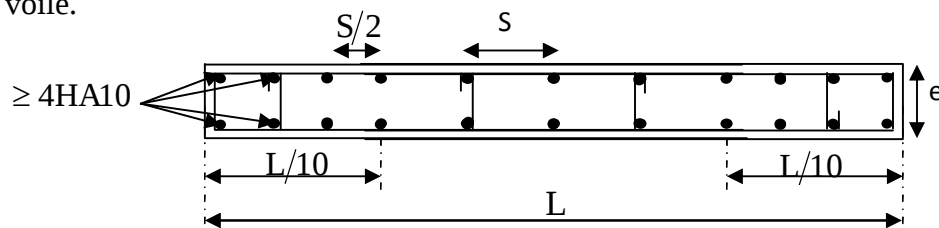
Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \min \left\{ 0, 15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Exemple de calcul :

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : la longueur du voile.

Soit à calculer le ferraillage des voiles VL1 de la zone I :

$L = 1,70 \text{ m}$

$e_p = 20 \text{ cm}$.

$B = 0,425 \text{ m}^2$

$N_{\max} = -1866,56 \longrightarrow M_{\text{corr}} = 0,645$

$N_{\min} = -141,45 \longrightarrow M_{\text{corr}} = 0,466$

$M_{\max} = -226,95 \longrightarrow N_{\text{corr}} = 269,319$

Calcule les contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Les contraintes dues au $N_{\max}$ sont :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = -43806,54 \\ \sigma_{\min} = -4397,26 \end{cases}$$

Les contraintes dues au $N_{\min}$ sont :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = -336,69 \\ \sigma_{\min} = -328,95 \end{cases}$$

Les contraintes dues au $M_{\max}$ sont :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 1702,54 \\ \sigma_{\min} = -2770,59 \end{cases}$$

Pour le cas le plus défavorable on prend la contrainte la plus tendues

$$\sigma_{\max} = 1702,54$$

$$\sigma_{\min} = -2770,59$$

Alors la section est partiellement comprimée (SPC).

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{7102,255}{2770,59 + 1702,55} \times 1,70 = 0,65$$

$$L_c = 0,65 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 1,05 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = d_1 = d_2 = 0,526$$

Pour notre cas on prend $d = 0,526 \text{ m}$

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 1385,295 \text{ Kn / m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} e \times d = 273,50 \text{ KN}.$$

• Armatures verticale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 6,84 \text{ cm}^2$$

• Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \right)$$

$$A_{\min} = 6,91 \text{ cm}^2$$

2^{ème} tronçon :

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d = 91,166 \text{ KN.}$$

- Armatures verticale :**

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$A_{\min} = 6,91 \text{ cm}^2$$

- Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 164,96 \times 10}{400} = 6,35 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 6,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow 170 \\ A_{vjd} \longrightarrow 52,6 \end{array} \right\} A_{vjd} = 1,96$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vjd} = (6,84 + 1,96) / 2 = 4,21$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vjd} = (2,28 + 1,96) / 2 = 1,93$$

Choi des armatures par nappe:

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 4,21 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 1,93 \text{ cm}^2$	$2 \times 2\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{v1}/2 = 2,31 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h \geq 0,15B = 6,38 \text{ cm}^2$

Soit $6A_{H12} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 164,96 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1,7 \times 10^3} = 0,604 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,604 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{164,69}{250 \times 0,9 \times 1,70} = 0,431 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,431 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1315,48 \times 10^3}{425000 + 15 \times 19 \times 10^2} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal : VL1

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,7	1,7
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,425	0,425	0,425
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1702,55	777,31	8392,07
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2770,59	-1972,37	-1878,098
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		164,96	124,55	98,12
	L _t (m)		1,05	1,22	0,31
	L _c (m)		0,65	0,48	1,39
	d (m)		0,526	0,610	0,155
	σ_1 [KN/m ²]		1385,295	986,185	939,049
	N (kN)	N ₁	273,50	225,48	54,74
		N ₂	91,166	75,161	18,246
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,84	5,64	1,37
		A _{v2}	2,28	1,88	0,46
	A _{v1} (cm ²)		6,35	4,80	3,78
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vjd})/2	4,21	3,42	1,16
		A2=(A _{v2} +A _{vjd})/2	1,93	1,54	0,70
	A _{min} (cm ²)		6,91	8,00	2,04
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,24	9,24	6,78
		Bonde 2	4,52	4,52	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA14	2x 3HA14	2x 3HA12
		Bonde 2	2x 2HA12	2x 2HA12	2 x 2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		6,38	6,38	6,38
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	2,31	1,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA1/nappe
	ep =20cm		(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,431	0,326	0,257
		τ_b (MPa)	0,604	0,456	0,359
	ELS	N _s (kN)	1315,48	1151,98	976,43
		σ_b (MPa)	2,95	2,59	2,29

VI2

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,15	3,15	3,15
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,7875	0,7875	0,7875
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3955,91	2423,85
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2966,22	-2128,182
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		543,37	521,42
	L _t (m)		1,35	1,47
	L _c (m)		1,80	1,68
	d (m)		0,675	0,736
	σ_1 [KN/m ²]		1483,110	1064,091
	N (kN)	N ₁	375,36	293,83
		N ₂	125,120	97,943
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,38	7,35
		A _{v2}	3,13	2,45
	A _{v1} (cm ²)		20,92	20,07
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vj} d)/2	7,31	6,18
		A2=(A _{v2} +A _{vj} d)/2	4,18	3,73
	A _{min} (cm ²)		8,86	9,66
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	15,4
		Bonde 2	9,04	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 5HA14	2x 5HA14
		Bonde 2	2x 4HA12	2x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm ²)/bande		11,81	11,81
	A _H /nappe (cm ²)		3,85	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA14/nappe	13HA12/nappe
	ep =20cm		(A=12,32cm ²)	(A=12,32cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,767	0,736
		τ_b (MPa)	1,073	1,030
	ELS	N _s (kN)	1976,55	1693,29
		σ_b (MPa)	2,40	2,05

VL3

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,7	2,7	2,7
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,675	0,675	0,675
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		10301,07	6872,23	4713,2
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2286,87	-851,1	-32,67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		414,11	356,39	326,65
	L _t (m)		0,49	0,30	0,02
	L _c (m)		2,21	2,40	2,68
	d (m)		0,245	0,149	0,009
	σ_1 [KN/m ²]		1143,435	425,550	16,335
	N (kN)	N ₁	105,16	23,74	0,06
		N ₂	35,054	7,914	0,019
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2,63	0,59	0,00
		A _{v2}	0,88	0,20	0,00
	A _{vi} (cm ²)		15,94	13,72	12,58
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vjd})/2	3,31	2,01	1,57
		A2=(A _{v2} +A _{vjd})/2	2,43	1,81	1,57
	A _{min} (cm ²)		3,22	1,95	0,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6,78	4,72	4,72
		Bonde 2	3,78	4,72	4,72
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA12	2x 3HA10	2x 3HA10
		Bonde 2	2x 3HA12	2x 3HA10	2 x 3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		10,13	10,13	10,13
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,18	1,18
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe
	ep =20cm		(A=10,18cm ²)	(A=6,79cm ²)	(A=6,79cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,682	0,587	0,538
		τ_b (MPa)	0,954	0,821	0,753
	ELS	N _s (kN)	1521,35	1306,26	1071,85
		σ_b (MPa)	2,20	1,90	1,59

VL4

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		8502,42	3275,73	1477,612
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2740,91	-2078,19	-1449,46
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		289,32	171,8	143,44
	L _t (m)		0,61	0,97	1,24
	L _c (m)		1,89	1,53	1,26
	d (m)		0,305	0,485	0,619
	σ_1 [KN/m ²]		1370,455	1039,095	724,730
	N (kN)	N ₁	156,61	189,06	168,22
		N ₂	52,202	63,021	56,075
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,92	4,73	4,21
		A _{v2}	1,31	1,58	1,40
	A _{vj} (cm ²)		11,14	6,61	5,52
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vjd})/2	3,35	3,19	2,79
		A2=(A _{v2} +A _{vjd})/2	2,04	1,61	1,39
	A _{min} (cm ²)		4,00	6,37	8,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6,78	6,78	6,78
		Bonde 2	4,52	4,52	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA12	2x 3HA12	2x 3HA12
		Bonde 2	2x 2HA12	2x 2HA12	2 x 2HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		9,38	9,38	9,38
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,70	1,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA10/nappe	9HA10/nappe
	ep =20cm		(A=10,18cm ²)	(A=6,79cm ²)	(A=6,79cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,514	0,305	0,255
		τ_b (MPa)	0,720	0,428	0,357
	ELS	N _s (kN)	1300,92	1141,06	968,89
		σ_b (MPa)	2,03	1,78	1,55

VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,4	4,4	4,4
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	1,1	1,1	1,1
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	8782,56	6710,84	4714,77
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-1957,59	-1364,49	-694,063
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	716	649,43	530,14
	L _t (m)	0,80	0,74	0,56
	L _c (m)	3,60	3,66	3,84
	d (m)	0,401	0,372	0,282
	σ_1 [KN/m ²]	978,795	682,245	347,032
	N (kN)	N ₁	147,18	95,11
		N ₂	49,061	31,702
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,68	2,38
		A _{v2}	1,23	0,79
	A _{vi} (cm ²)		27,57	25,00
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vjd})/2	5,29	4,31
		A2=(A _{v2} +A _{vjd})/2	4,06	3,52
	A _{min} (cm ²)		5,26	4,88
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12,06	9,24
		Bonde 2	9,24	9,24
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA16	2x 3HA14
		Bonde 2	2x 3HA14	2x 3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		16,50	16,50
	A _H /nappe (cm ²)		3,02	2,31
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA14/nappe	10HA14/nappe
	ep =20cm		(A=16,93cm ²)	(A=16,93cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,723	0,656
		τ_b (MPa)	1,013	0,918
	ELS	N _s (kN)	2158,47	1898,04
		σ_b (MPa)	1,91	1,68

VT2

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4701,94	1366,93	2859,65
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-1916,88	-1126,74	-614,85
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	201,97	123,18	120,23
	L _t (m)	0,72	1,13	0,44
	L _c (m)	1,78	1,37	2,06
	d (m)	0,362	0,565	0,221
	σ_1 [KN/m ²]	958,440	563,370	307,425
	N (kN)	N ₁	130,11	119,32
		N ₂	43,371	39,774
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,25	2,98
		A _{v2}	1,08	0,99
	A _{vi} (cm ²)		7,78	4,74
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vjd})/2	2,60	2,08
		A2=(A _{v2} +A _{vjd})/2	1,51	1,09
	A _{min} (cm ²)		4,75	7,41
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6,78	4,72
		Bonde 2	4,52	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA12	2x 3HA10
		Bonde 2	2x 2HA12	2x 2HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		9,38	9,38
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,18
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA12/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,359	0,219
		τ_b (MPa)	0,503	0,307
	ELS	N _s (kN)	1300,92	1141,06
		σ_b (MPa)	2,03	1,79

VT3

Zones		Zone I	ZoneII	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,7	2,7	2,7
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,675	0,675	0,675
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4943	2789,91	2206,28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-2876,4	-2335,86	-2120,29
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	244,2	215,67	208,91
	L _t (m)	0,99	1,23	1,32
	L _c (m)	1,71	1,47	1,38
	d (m)	0,497	0,615	0,662
	σ_1 [KN/m ²]	1438,200	1167,930	1060,145
	N (kN)	N ₁	267,83	269,44
		N ₂	89,277	89,815
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,70	6,74
		A _{v2}	2,23	2,25
	A _{vi} (cm ²)		9,40	8,30
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vj} d)/2	4,52	4,41
		A2=(A _{v2} +A _{vj} d)/2	2,29	2,16
	A _{min} (cm ²)		6,52	8,07
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,24	9,24
		Bonde 2	6,16	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA14	2x 3HA14
		Bonde 2	2x 2HA14	2x 2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm ²)/bande		10,13	10,13
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	2,31
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	9HA10/nappe
	ep =20cm		(A=10,18cm ²)	(A=6,79cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,402	0,355
		τ_b (MPa)	0,563	0,497
	ELS	N _s (kN)	1470,17	1236,15
		σ_b (MPa)	2,11	1,78

VT4

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,7	1,7
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,425	0,425	0,425
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3391,99	1921,51	1468,84
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2848,08	-1719,44	-1463,84
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		110,76	73,11	70,48
	L _t (m)		0,78	0,80	0,85
	L _c (m)		0,92	0,90	0,85
	d (m)		0,388	0,401	0,424
	σ_1 [KN/m ²]		1424,040	859,720	731,920
	N (kN)	N ₁	207,17	129,41	116,45
		N ₂	69,058	43,138	38,817
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,18	3,24	2,91
		A _{v2}	1,73	1,08	0,97
	A _{vi} (cm ²)		4,26	2,81	2,71
	A (cm ²)	A1=(A _{v1} +A _{vj} d)/2	3,12	1,97	1,79
		A2=(A _{v2} +A _{vj} d)/2	1,40	0,89	0,82
	A _{min} (cm ²)		5,09	5,27	5,57
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6,78	4,72	4,72
		Bonde 2	4,14	3,14	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 3HA12	2x 3HA10	2x 3HA10
		Bonde 2	2x 2HA10	2x 2HA10	2 x 2HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		6,38	6,38	6,38
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,18	1,18
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	ep =20cm		(A=6,79cm ²)	(A=6,79cm ²)	(A=6,79cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,290	0,191	0,184
		τ_b (MPa)	0,405	0,268	0,258
	ELS	N _s (kN)	748,78	635,68	524,24
		σ_b (MPa)	1,70	1,46	1,23

VII.1 : Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

-Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

-Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol.

VII.3 : Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'importance de la superstructure ;
- L'économie ;

VII.4 : Dimensionnement :

A- Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \implies k = \frac{45}{45} = 1 \text{ d'ou } A = B$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 1578,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1578,1}{200 \times 1}} = 2,80 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B- Semelles filantes :**1- Semelles filantes sous poteaux :****a) Etape de calcul :**

- ◆ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- ◆ Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i x e + \sum M_i}{R}$
- ◆ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ $e \leq \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

❖ $e > \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition triangulaire.

b) Exemple de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

Poteaux	N _i	M _i	e _i	N _i x e _i
1	947,52	0,226	0,06	56,85
2	1359,27	0,162	0,08	108,74
3	1925,11	-0,015	0,13	250,26
4	983,29	-0,195	-1,01	-993,12
5	1578,1	0,721	-0,03	-47,34
6	826,64	-1,723	-2,13	-1760,74
somme	7619,93	-0,824	-2,9	-2385,35

Tableau VII.1: Tableau des efforts normaux sous les poteaux.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$R = \sum N_i = 7619.93 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2385,35 - 0,824}{7619,93} = -0,313$$

$e = -0,313 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22}{6} = 3,66 \text{ m}$ nous $\Rightarrow$ avons une répartition trapézoïdale.

$$Q_{\min} = \frac{7619,93}{22} \left(1 - \frac{6 \times 0,313}{22} \right) = 316,79 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\max} = \frac{7619,93}{22} \left(1 + \frac{6 \times 0,313}{22} \right) = 375,92 \text{ kN/ml}$$

$$Q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{7619,93}{22} \left(1 + \frac{3 \times 0,313}{22} \right) = 361,14 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{361,14}{200} = 1,80 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 1,80 \times 22 = 39,73 \text{ m}^2$

1- Semelles filantes sous voiles :

$$\text{Nous avons : } \frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	866,61	1,70	2,548	4,331
VL2	2007,23	2,70	3,717	10,035
VL3	1925,11	3,15	3,055	9,623
VL4	734,31	2,5	1,468	3,67
VL5	591,38	1,70	1,739	2,956
VL6	774,51	1,70	2,277	3,872
				34,487

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT2	1090,21	4,4	1,238	5,447
VT3	2007,23	4,4	2,280	10,032
VT4	1925,11	2,7	3,565	9,625
VT5	1088,20	2,5	2,176	5,440
VT1	1374,59	2,5	2,749	6,872
VT6	774,51	1,7	2,277	3,872
				41,288

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_v = \sum S_i = 34,487 + 41,288 = 75,775 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S \times n + S_v = 39,73 \times 6 + 75,775 = 314,155 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment = 357,200 m²

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{314,155}{357,2} = 0,87 = 87\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

VII.5 : Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

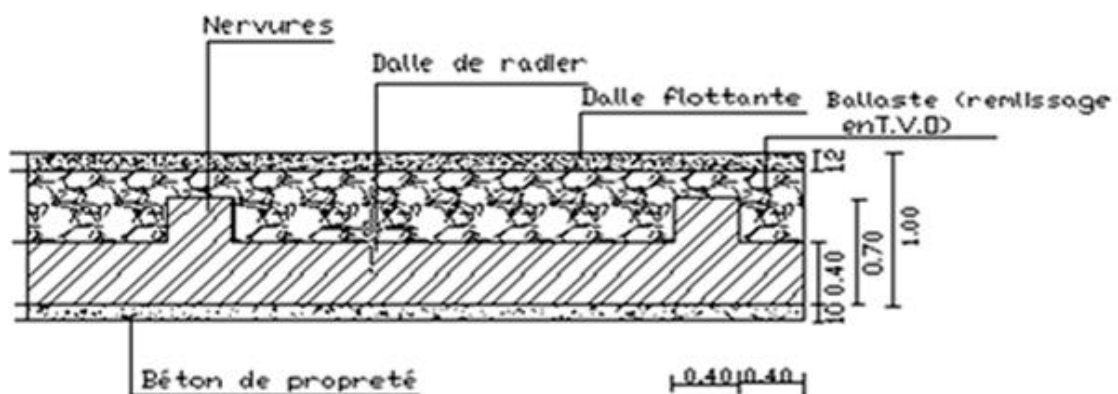


Figure VII.1 : Exemple de Coupe verticale du radier

A) Pré dimensionnement du radier

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <u>Avec</u> : K= 40 MPa pour un sol moyen. $L_{\max}=4,40\text{m}$. $E=10818,865 \text{ MPa}$ $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,40\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,88\text{m}$	h=100cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5}$ $55 \leq h \leq 88\text{cm}$	
Dalle	La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ avec un minimum de 25cm $\longrightarrow h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$		$h_d = 40$
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$ Soit $h_n = 100 \text{ cm}$ et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$ $0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm}$.		$h_n = 100$ $b_n = 50$

Tableau VII.4: dimensionnement du radier.

Conclusion :

$h_n = 1,00\text{m}$ hauteur de la nervure.
 $h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.
 $b_n = 50 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

B) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Chargement	Charge permanente de la structure		G = 35154,96KN.
	Charge d'exploitation de la structure		Q = 6894,64KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 35154,96 + 1,5 \times 6894,64 = \mathbf{57801,156KN}$	
	ELS	$N_S = G + Q = 35154,96 + 6894,64 = \mathbf{42049,6KN}$	
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{57801,156}{1,33 \times 200} = \mathbf{217,297m^2}$	
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{42049,6}{200} = \mathbf{210,248m^2}$	
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELU}) = \mathbf{217,297 m^2}$		
la surface du bâtiment	$S_{bat} = \mathbf{357,2m^2}$		
Conclusion	$S_{bat} = 357,2m^2 > S_{rad} = 217,297m^2$ On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles duBAEL		
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30cm \right) = 50cm$ $L_{deb} = \mathbf{50 cm}$		
Surface de débord	$S_{deb} = P. L_{deb} = 94,8 \times 0,5 = \mathbf{47,4m^2}$		
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 357,2 + 47,4 = \mathbf{404,6m^2}$		

Tableau VII.5: surface du radier.

C) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 35154,96 KN.	
	Poids de radier	Poids de la dalle :	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 404,6 \times 0,4 \times 25$	4046KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$ $P_{nerv} = 0,5 \times (1,0 - 0,40) \times 25 \times (19,8 \times 6 + 22 \times 6)$	1881 KN
		Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,50 \times 250,8 = 125,4 m^2$ $P_{TVO} = (404,6 - 124,4) \times 0,6 \times 17$	2858,04KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$ $P_{dalle flottante} = (404,6 - 125,4) \times 0,1 \times 25$ $e_{dalle flottante} = 10 cm$	698KN
	Poids de radier: $\sum$			9483,04KN
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q			6894,64KN
	Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 404,6$			1011,5 KN
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 35154,96 + 9483,04$			44638KN
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6894,64 + 1011,5$			7906,14KN
Combinaisons	<u>A l'ELU :</u> $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 44638 + 1,5 \times 7906,14$			72120,51KN
	<u>A l'ELS :</u> $N_S = G + Q = 44638 + 7906,14$			52544,14KN

Tableau VII.6: Sollicitations à la base du radier

❖ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de gravité du radier : à l'aide de logiciel autoCAD

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,452m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,154m$$

Avec :

Si : aire du panneau considéré.

Xi, Yi : centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'Inertie du radier :**

$$I_{xx} = 8653,231 m^4$$

$$I_{yy} = 17664,350 m^4$$

• **Vérifications :**

➤ **Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)**

Contrainte de cisaillement	$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{72120,51 \times 1}{404,6} \times \frac{4,40}{2}$ $= 392,15 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{392,15 \times 10^3}{1000 \times 360} = \mathbf{01,08 \text{ MPa}}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 1,08 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}.$ Condition vérifiée.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

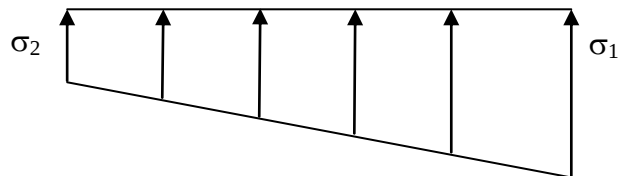


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

➤ Sens longitudinal

Sens longitudinal : ➤	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	8,452m
	Moment d'inertie	$I_{YY} =$	17664,35 m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 33723,224 + 1609,83 \times 1 = 35333,054 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72120,51}{404,6} + \frac{35333,054}{17664,35} \times 8,452$ $= 195,15 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72120,51}{404,6} - \frac{35333,054}{17664,35} \times 8,452$ $= 161,34 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 195,15 + 161,34}{4} = 186,68 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 186,69 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée	
	<u>P</u> ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52544,14}{404,6} + \frac{35333,054}{17664,35} \times 8,452$ $= 146,77 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52544,14}{404,6} - \frac{35333,054}{17664,35} \times 8,452$ $= 112,96 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 146,77 + 112,96}{4} = 138,31 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 138,31 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée.	

Tableau VII.7: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

➤ Sens transversal :

Sens transversal : ➤	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	10,154m
	Moment d'inertie	I_{xx}	8653.231m ⁴ .
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 35449,82 + 199,85 \times 1 = 35649,67 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72120,51}{404,6} + \frac{35649,67}{8653,231} \times 10,154$ $= 220,08 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72120,51}{404,6} - \frac{35649,67}{8653,231} \times 10,154$ $= 136,41 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 220,08 + 136,41}{4} = 199,16 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 199,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	P'ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52544,14}{404,6} + \frac{35649,67}{8653,231} \times 10,154$ $= 171,69 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52544,14}{404,6} - \frac{35649,67}{8653,231} \times 10,154$ $= 88,03 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 171,69 + 88,03}{4} = 150,77 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 150,77 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée.	

Tableau VII.8: Vérification de la stabilité du radier sens transversal

➤ Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 9543,6KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,2 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 404,6 \times 10 \times 1 = 6069 \text{ kN}$$

$$P = 9483,04 > 6069 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage du radier :

• Ferrailage des panneaux :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

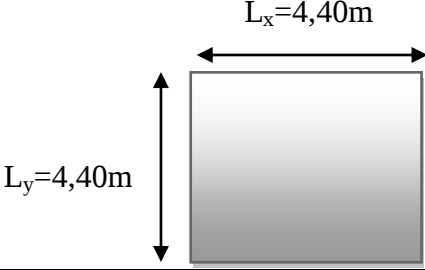
Dimension : Panneau le plus sollicitée		
Domaine de portance	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(186,68; 199,16)$ $= 199,16 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(138,31; 150,77)$ $= 150,77 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{1,35 G_{rad}}{S_{rad}} = \left(199,16 - \frac{1,35 * 9483,04}{404,6}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 175,72 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(150,77 - \frac{9483,04}{404,6}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 127,33 \text{ KN/ml}$

Tableau VII.9: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

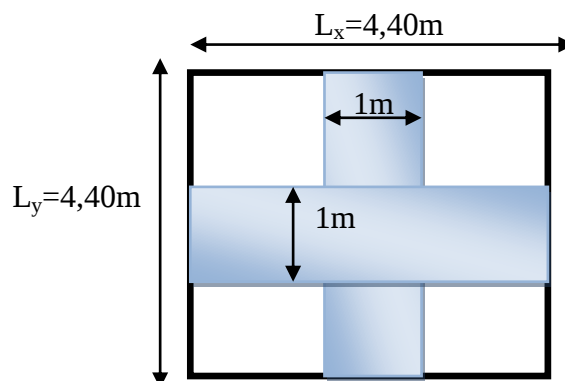
❖ Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2.$$

$$M_x = \mu_y \cdot M_x.$$



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	1	1
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0368	0,0442
μ_y	1	1
M_{x1}	$0,0368 \times 175,72 \times 4,40^2$ $= 125,19 \text{KN.m}$	$0,0442 \times 127,33 \times 4,40^2$ $= 108,95 \text{KN.m}$
M_{y1}	$1 \times 125,19$ $= 125,19 \text{KN.m}$	$1 \times 108,95$ $= 108,95 \text{KN.m}$

Tableau VII.10: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

- ELU :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 125,19 = 93,89 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 125,19 = 62,59 \text{KN.m}$$

- ELS :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 108,95 = 81,71 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 108,95 = 54,47 \text{KN.m}$$

❖ **Ferraillage (flexion simple) :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme $M_x^t = M_y^t$.

On opte le même ferraillage

	En travée	En appuis
Le moment	$M_t=93,89\text{KN.m}$	$M_a=62,59\text{KN.m.}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu}bd^2} = 0,052 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu}bd^2} = 0,034 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,973$	$\beta=0,983$
$A_{st}=M_f/\beta.d.\sigma_{st}$	$A_{st}=7,70\text{cm}^2$	$A_{st}=5,08\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0.(3-\rho)/2$ d'où: $\omega \geq 2,4\text{cm}^2$ Avec $\omega_0=0,8\%_0 b.h$ pour H.A(Fe400)	
A_{adp}	8HA14=12,31cm ²	8HA14=12,31cm ²
Espacement	$S_t=12,5\text{cm}$	$S_t=12,5\text{cm}$

Tableau VII.11:Ferraillage de la dalle de radier à ELU.

Vérification à l'ELU :

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	En travée : $S_t=12,5\text{cm.}$ En appuis : $S_t=12,5\text{cm}$
	Sens L_y :	En travée : $S_t=12,5\text{cm}$ En appuis : $S_t=12,5\text{cm}$

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	p	$p = q_{um}l_x l_y = 175,72 \times 4,4 \times 4,4 = 3401,93\text{KN}$
	V_u	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3401,93}{3 \times 4,40} = 257,72$
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$		$= \frac{257,72 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.715\text{MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 0,715\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
Zone	As	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Travée	12,31	81,72	0,342	0,909	39,95	202,86	348	5,07	15	Cv
Appuis	12,31	54,47	0,253	0,055	110	187,44	348	1,704	15	Cv

Remarque :

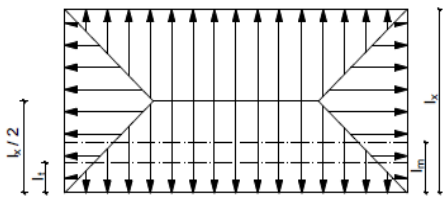
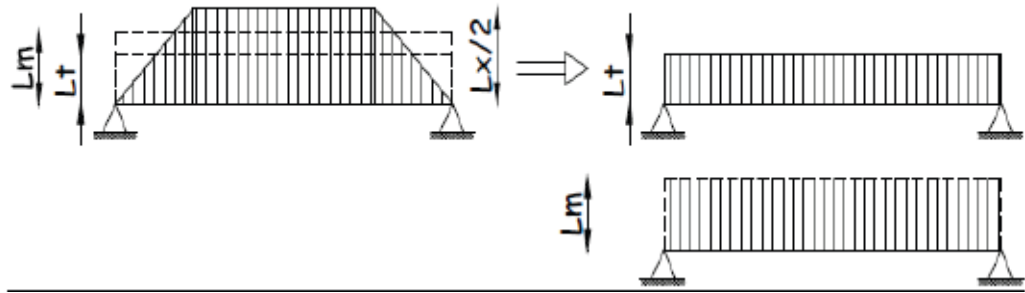
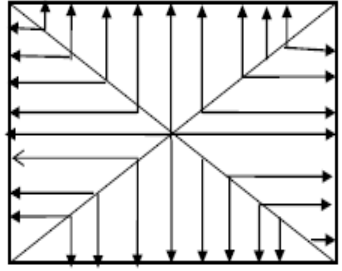
Le débord sera ferrailé avec les armatures de la dalle du radier; afin d'homogénéiser le ferrailage.

❖ **Ferrailage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis soumises aux charges des dalles.

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 (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal. Dans ce cas le calcul devient classique

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$
		
Cas de chargement triangulaire :		Moment fléchissant : $l_m = 0,333x l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0,25x l_x$

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$h = 100\text{cm}$; $b = 50\text{cm}$; $c = 3\text{ cm}$.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- **Détermination des charges :**

A l'ELU

$$q_u = \left(\sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) * 1ml = \left(199,16 - \frac{9483,04}{404,6} - \frac{1881}{125,4} \right) 1ml = 160,72 \text{KN} / ml$$

A l'ELS

$$q_s = \left(\sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(150,77 - \frac{9483,04}{404,6} - \frac{1881}{125,4} \right) 1ml = 112,33 \text{KN} / ml$$

Sens X-X et sens Y-Y :

$$L_t = 4,4 \left(0,5 - \frac{1}{4} \right) = 1,1 \text{ m}$$

$$L_m = 4,4 \left(0,5 - \frac{1^2}{6} \right) = 1,46 \text{ m}$$

❖ **Sollicitations :**

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m = 160,72 \times 1,46 = 234,65 \text{ KN/m}$$

$$Q_S = q_s l_m = 112,33 \times 1,46 = 164,00 \text{ KN/m}$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t = 160,72 \times 1,1 = 176,79 \text{ kN/m}$$

$$Q_S = q_s l_t = 112,33 \times 1,1 = 123,56 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination des sollicitations :**

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	450,38	314,78
	Mt (kN.m)	332,64	232,48
	T (kN)	455,32	318,35
Sens transversal	Ma (kN.m)	519,97	363,42
	Mt (kN.m)	325,57	227,55
	T (kN)	467,41	326,68

a- Diagrammes des efforts internes :

➤ Sens longitudinal (X-X):

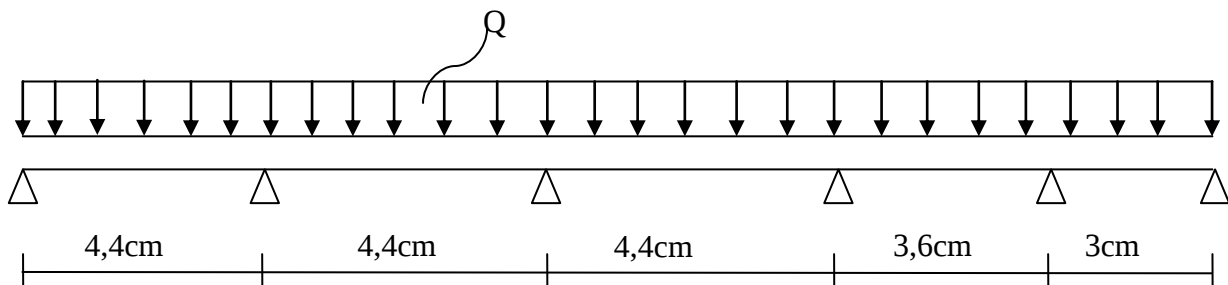
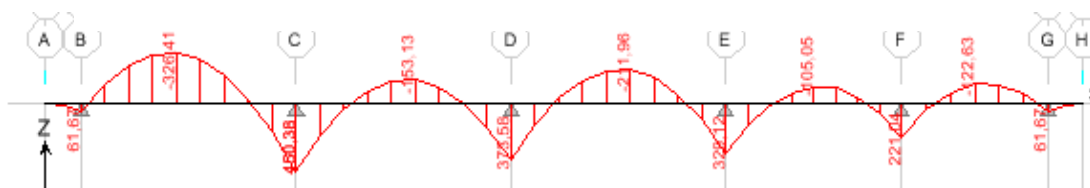
1^{er} cas :Figure VII.3: schéma statique de la nervure sens x-x 1^{er} cas

Figure VII.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

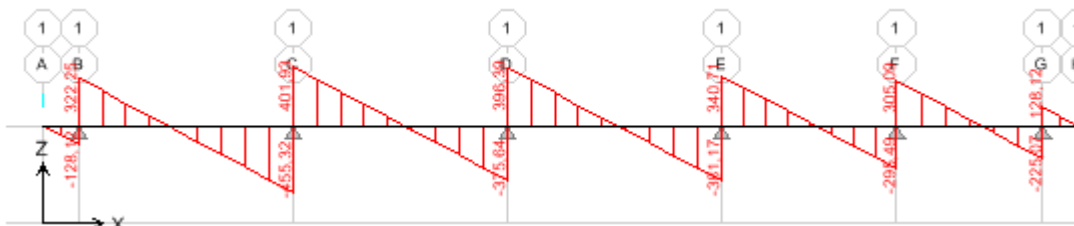


Figure VII.5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

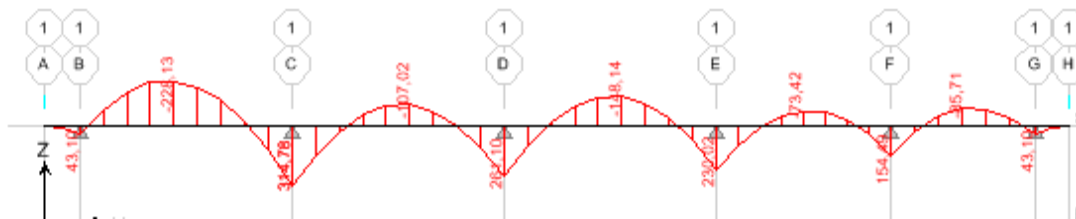


Figure VII.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

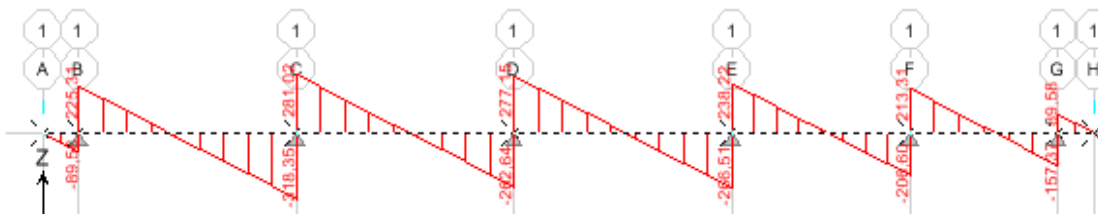


Figure VII.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

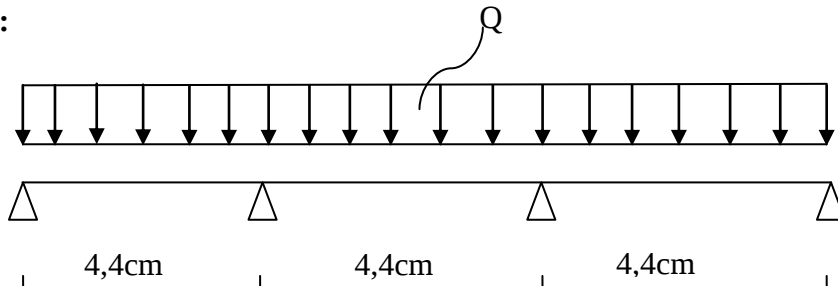
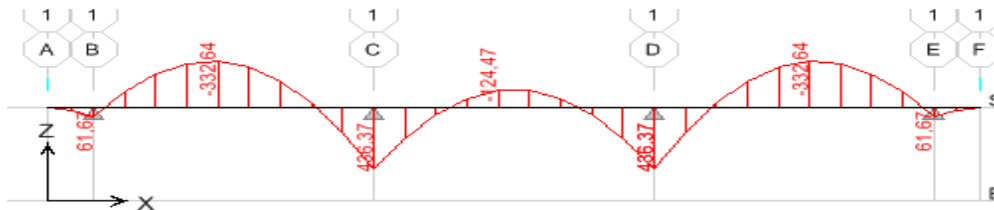
2^{ème} cas :Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure sens x-x 2^{ème} cas

Figure VII.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

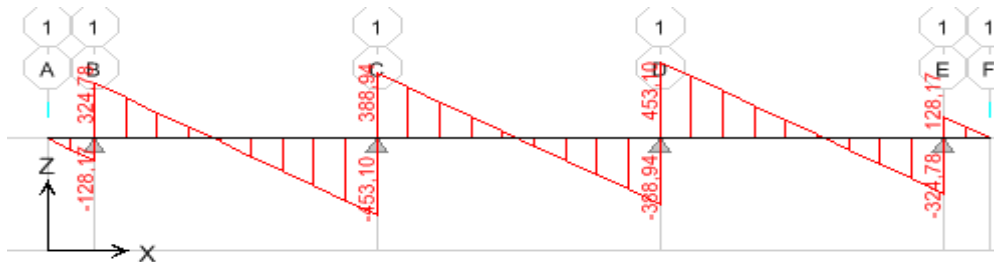


Figure VII.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

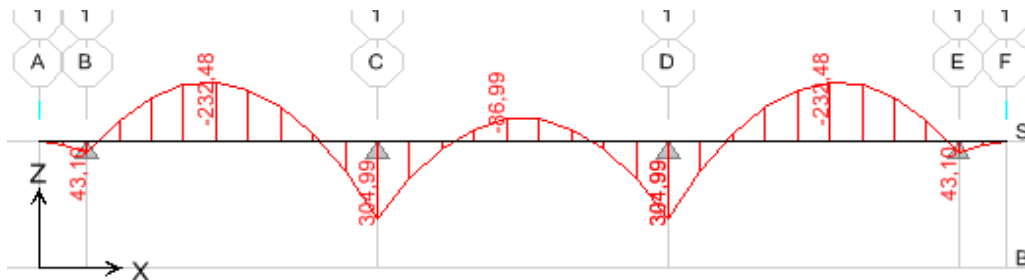


Figure VII.11 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

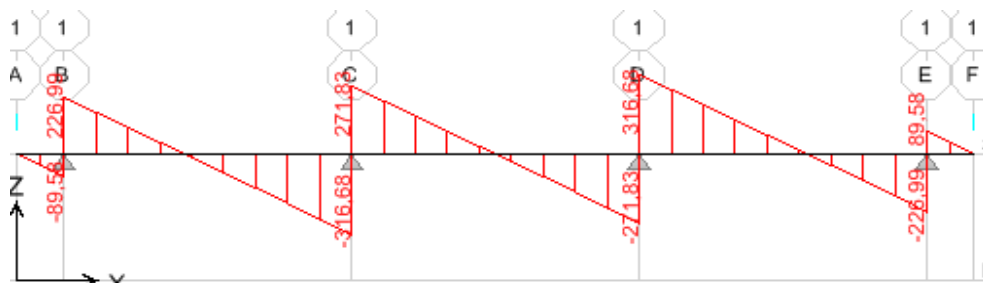


Figure VII.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

➔ Sens transversal (Y-Y):

1^{er} cas :

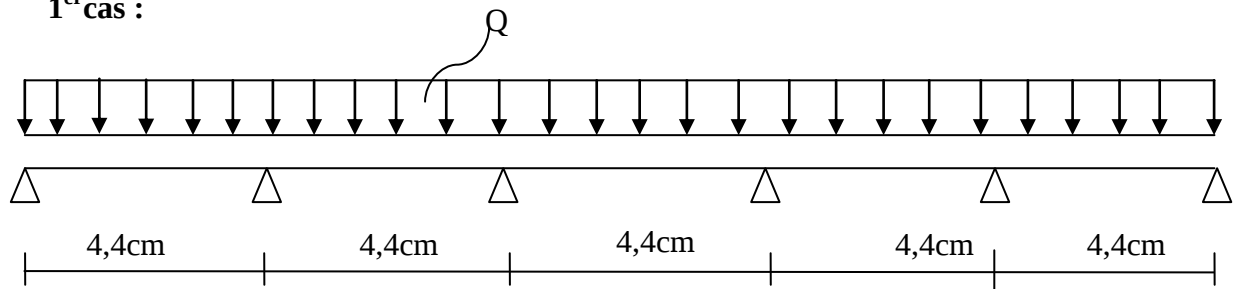


Figure VII .13: Schéma statique de la nervure sens y-y 1^{er} cas

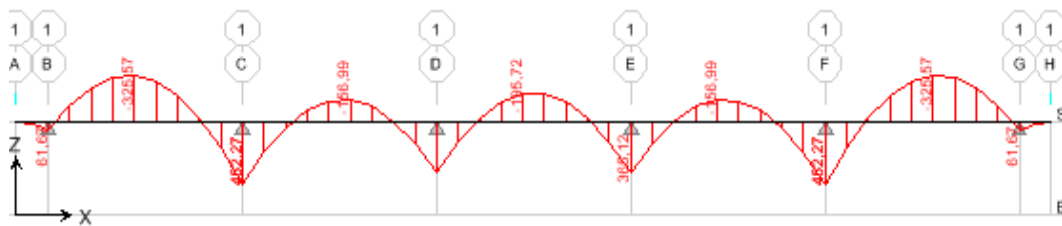


Figure VII.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

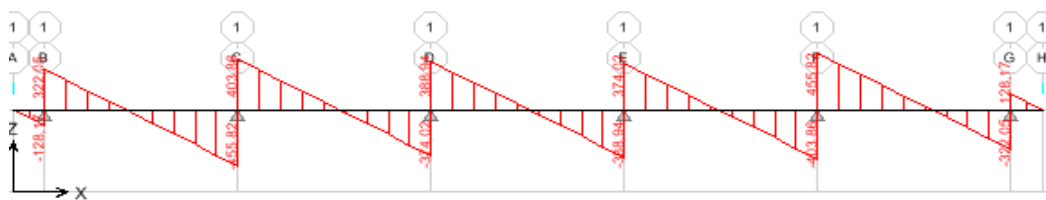


Figure VII .15: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

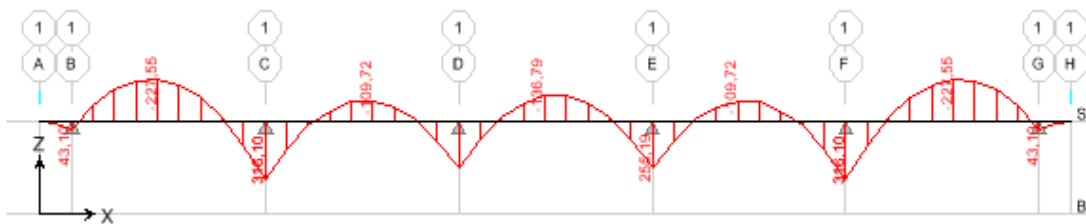


Figure VII .16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

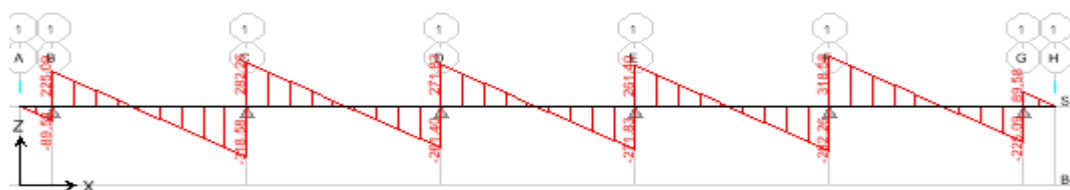


Figure VII .17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

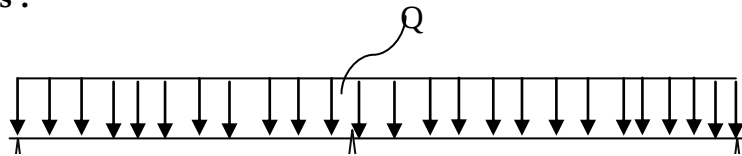
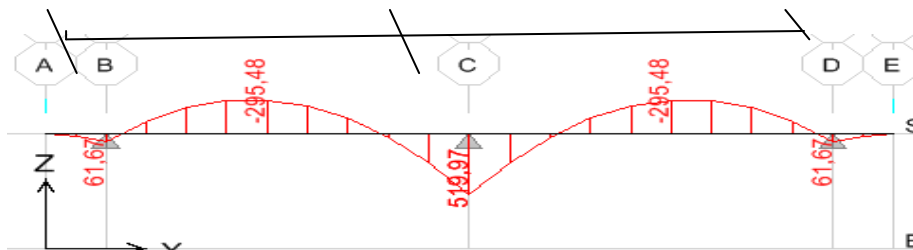
2^{ème} cas :Figure VII.18: schéma statique de la nervure sens y-y 2^{ème} cas

Figure VII.19 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

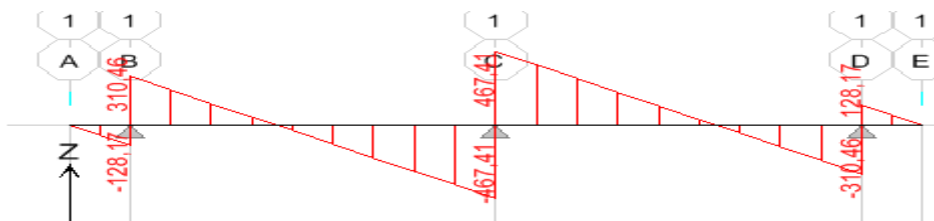


Figure VII.20 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

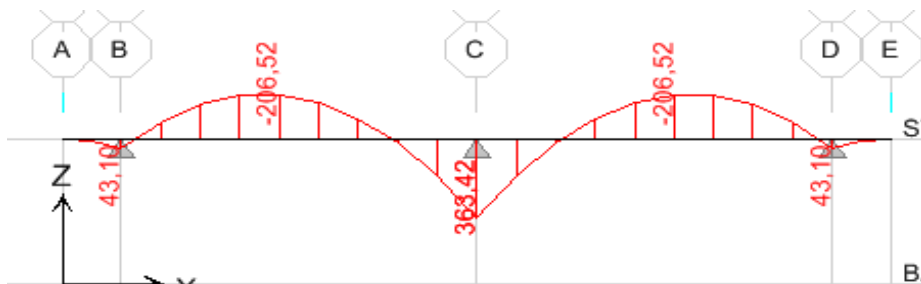


Figure VII.21 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

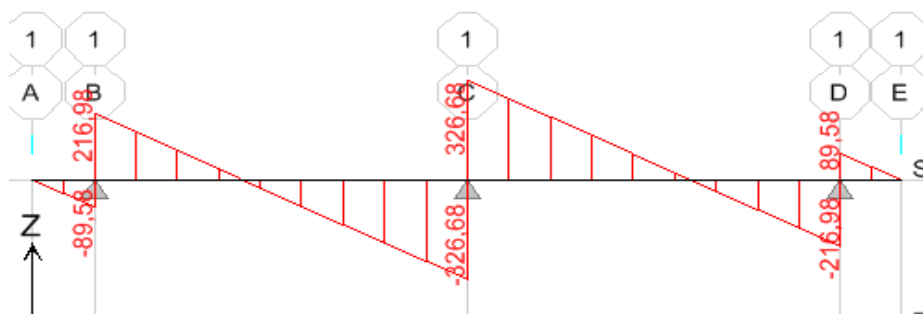


Figure VII.22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

A) Calcul des armatures :**sens longitudinal :**

$$M_t^{\max} = 332,64 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -450,38 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm; } h = 100 \text{ cm; } d = 97 \text{ cm} \quad , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{450,38 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{450,38 \times 10^3}{0,965 \times 97 \times 348} = 13,82 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.20 cm²/ml. .

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{332,64 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{332,64 \times 10^3}{0,974 \times 97 \times 348} = 10,11 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,20 cm²/ml.

Sens transversal Y-Y :

$$M_t^{\max} = 325,57 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -519,97 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm; } h = 100 \text{ cm; } d = 97 \text{ cm} \quad , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{519,97 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{519,97 \times 10^3}{0,959 \times 97 \times 348} = 16,02 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 = 16.08 cm²/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{325,57 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{325,57 \times 10^3}{0,975 \times 97 \times 348} = 9,89 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA14 = 12.32 cm²/ml.**

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	4HA16+4HA14	8HA16
Travée	4HA16+4HA14	8HA14

• Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant):

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 455,32 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{455,32 \times 1000}{500 \times 970} = 0,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 467,41 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{467,41 \times 1000}{500 \times 970} = 0,96 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
Espacement	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $= \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)		$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times 50 = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5$ Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

B) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

❖ On opte pour : $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	14,20	332,64	0,292	0,915	96,1	263,93	348	2,75	15	CV
	Appuis	14,20	450,38	0,292	0,915	96,1	357,35	348	3,71	15	CV
yy	Travée	12,32	325,57	0,253	0,055	110,0	187,44	348	1,704	15	CV
	Appuis	16,08	519,97	0,333	0,910	40,56	366,33	348	9,03	15	CV

INTRODUCTION :

Le mur plaque est un voile destiné à reprendre les poussées des terres, due au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai.

I. Pré dimensionnement du mur plaque : D'après l'article (7.7/RPA99version2003) :

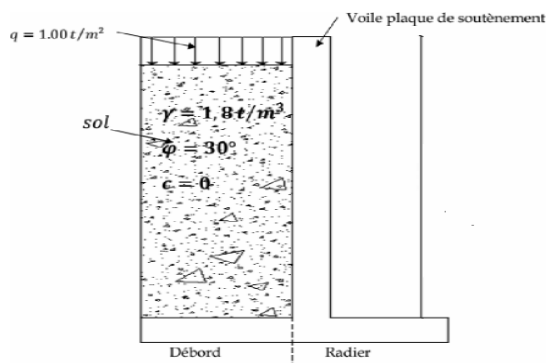
L'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 30cm

II. Méthode de calcul :

Le mur plaque travail comme un panneau de dalle reposant sur les poteaux et les poutres et encastré au niveau du radier

A. Détermination des sollicitations :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$



B. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent $\rightarrow$ la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,36 \rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,36 + 1,5 \times 10) = 48,32 \text{ kN/m}^2$$

Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (10) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,74 \rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (18 \times 3,36 + 10) = 35,24 \text{ kN/m}^2$$

- Diagrammes des contraintes :**

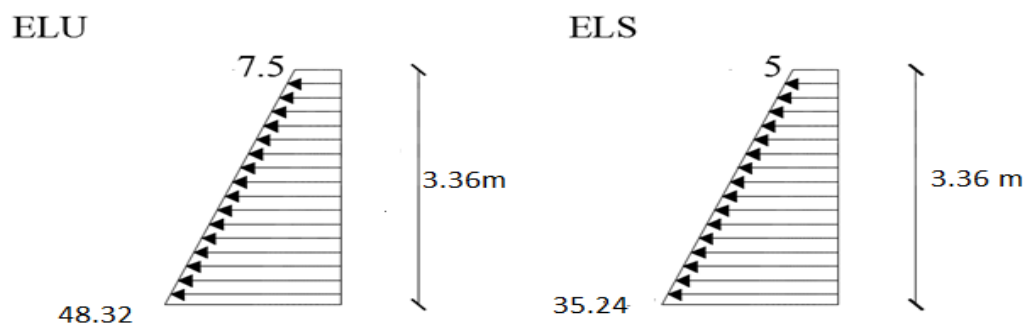


Figure VIII.1 : Diagrammes des contraintes

C-Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} = \frac{3 \times 48,32 + 7,5}{4} = 38,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} = \frac{3 \times 35,24 + 5}{4} = 27,68 \text{ kN/m}^2$$

Ferraillage du mur plaque :

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre : (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

- Sens XX :**

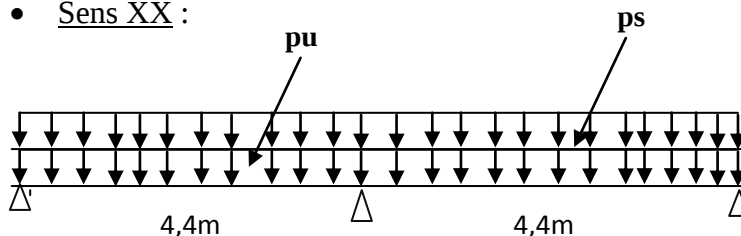


Figure VIII.2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

- Sens YY :

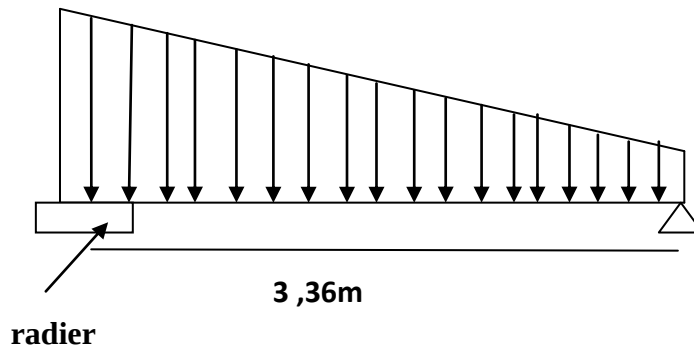
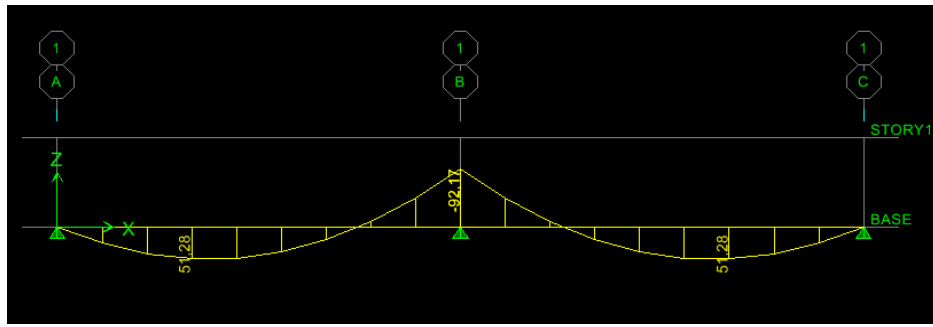


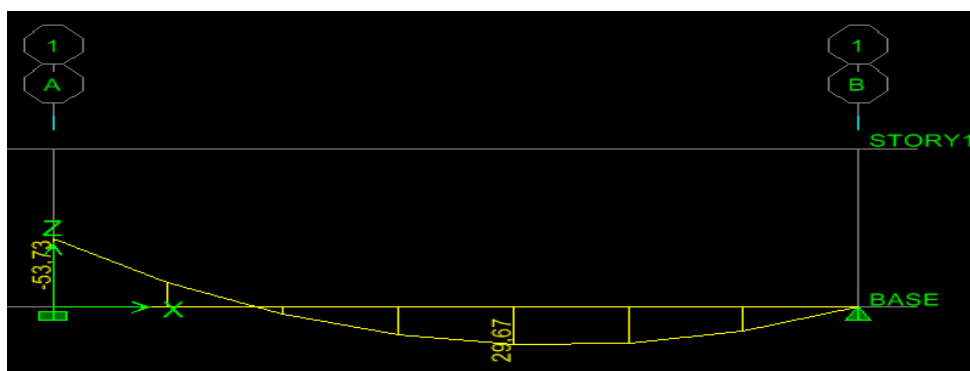
Figure VIII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

➤ **Diagramme des moments à l' ELU:**

- Sens XX :



- Sens YY :



➤ ferrailage a l'ELU :

1) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u(\text{kN.m})$	μ_u	Section	β	$A_{\min}$	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage
X-X	Appuis	92,17	0,082	SSA	0,957	3,38	9,88	10,77	7HA14
	Travée	51,28	0,046	SSA	0,976	3,38	5,39	7,92	7HA12
Y-Y	Appuis	53,73	0,048	SSA	0,975	3,38	5,65	7,92	7HA12
	Travée	29,67	0,026	SSA	0,987	3,38	3,08	7,92	7HA12

1) Les armatures transversales :

Sens xx

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Sens yy

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h \quad 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingle de HA8 par m². **Vérification à l'ELU:**

❖ Vérifications à l'ELU :

A-Condition de non fragilité: (Art A.4.2.1 BAEL9 modifié 99).

$$A_{\min} \geq 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \rightarrow$ Condition vérifiée.

B-Espacement des barres :

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 : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

C-Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$\rightarrow$ Pour $\emptyset 14$: $L_s = 49,37 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$

$\rightarrow$ Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres a haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1,21.

$\rightarrow$ Pour $\emptyset 14$: $L_a = 19,74 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

$\rightarrow$ Pour $\emptyset 12$: $L_a = 16,92 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 17 \text{ cm}$

A. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

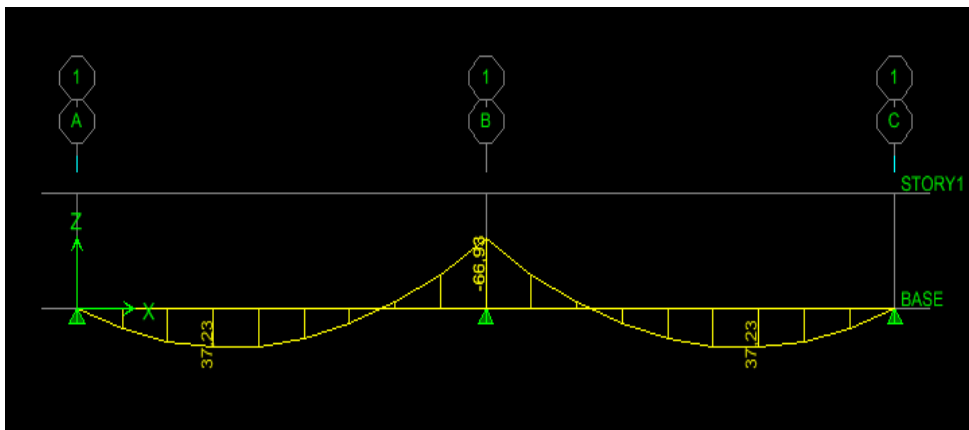
$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_i \right)$$

$$\begin{aligned} \emptyset &\leq \min \left(\frac{1000}{35} ; \frac{300}{10} ; 10 \right) \\ \emptyset &\leq \min (28.57 ; 30 ; 10) = 10\text{mm} \\ \text{Soit : } \emptyset &= 10\text{mm} \end{aligned}$$

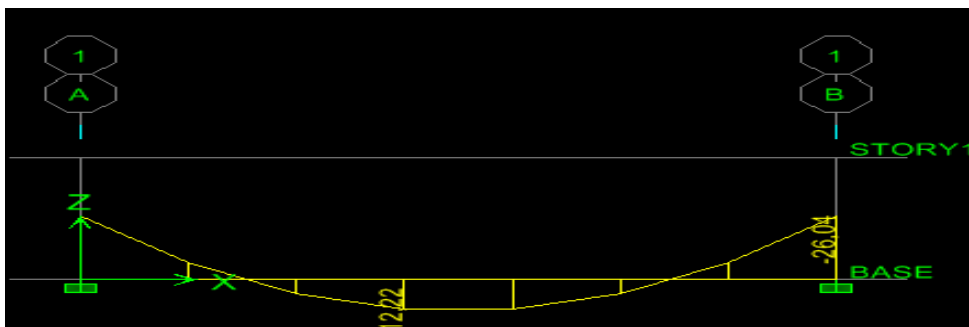
III. Vérifications à l'ELS :

➤ Diagramme des moments à l'ELS:

- Sens XX :



- Sens YY :



A. Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 100 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$$

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 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 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,67; \max(200; 201,63)\} = 201.63 \text{ MPa}$$

B. Etat limite dans le béton :

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{k_1}$$

$$\text{D'où la contrainte dans les aciers est : } \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Sens		Ms	A	ρ	β	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appuis	66,93	10,77	0,38	0,904	37,08	245,51	6,62	15	observée
	Travée	37,23	7,92	0,28	0,916	44,52	183,27	4,11	15	observée
Y-Y	Appuis	26,04	7,92	0,28	0,916	44,52	128,19	2,87	15	observée
	Travée	12,22	7,92	0,28	0,916	44,52	60,15	1,35	15	observée

Tableau VIII.1: vérification des contraintes à L'ELS

C. Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} &\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ &\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ &\triangleright \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec : $h = 30$ cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- Sens X-X :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 37,23 = 27,92 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 27,68 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 27,68 \times \frac{4,4^2}{8} = 66,98 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 > \frac{27,92}{10 \times 66,98} = 0,04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{10,77}{100 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 12,22 = 9,165 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 27,68 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 27,68 \times \frac{3,36^2}{8} = 39,06 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 > \frac{9,165}{10 \times 39,06} = 0,023 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{7,92}{100 \times 28} = 0,002 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D. Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times l = 27,68 \times 4,4 = 121,79 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times l = 27,68 \times 3,36 = 93,00 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{73,71 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour le sens XX : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 73,71}{100 \times 0,9 \times 28} = 5,58 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Pour le sens YY : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 58,11}{100 \times 0,9 \times 28} = 0,046 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Résultats :

L'épaisseur du mur plaque est de 30cm

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

Sens X-X

Aux appuis : 7HA14 avec un espacement de 15cm

En travées : 7HA12 avec un espacement de 15cm

Sens y-y

Aux appuis : 7HA12 avec un espacement de 15cm

En travées : 7HA12 avec un espacement de 15cm

CONCLUSION GENERALE

Sous les conseils éclairés et éclairants de nos encadreurs nous avons travaillé d'arrache-pied.

Ce fut un plaisir à chaque fois renouvelé au gré des découvertes pratiques rencontrées dans notre cas d'étude.

Nous avons agréablement pris conscience que la masse de connaissances théoriques accumulées à l'Université trouvent un vaste champ d'application réelle et d'une grande utilité sociale.

Chaque projet est un cas unique auquel il faut appliquer avec discernement la méthode de travail sans cesse remise à jour par les avancées spectaculaires de la technologie notamment l'assistance informatique.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la disposition des voiles. Donc nous sommes aperçus que la disposition des voiles a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Enfin, Tous ces efforts conjugués ont pour finalité d'insuffler une sorte de vie à l'ouvrage architectural en le dotant des moyens adéquats à sa solidité

Nous sommes à l'aube de nos carrières professionnelles et toutes aussi armées pour relever l'ensemble des défis.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

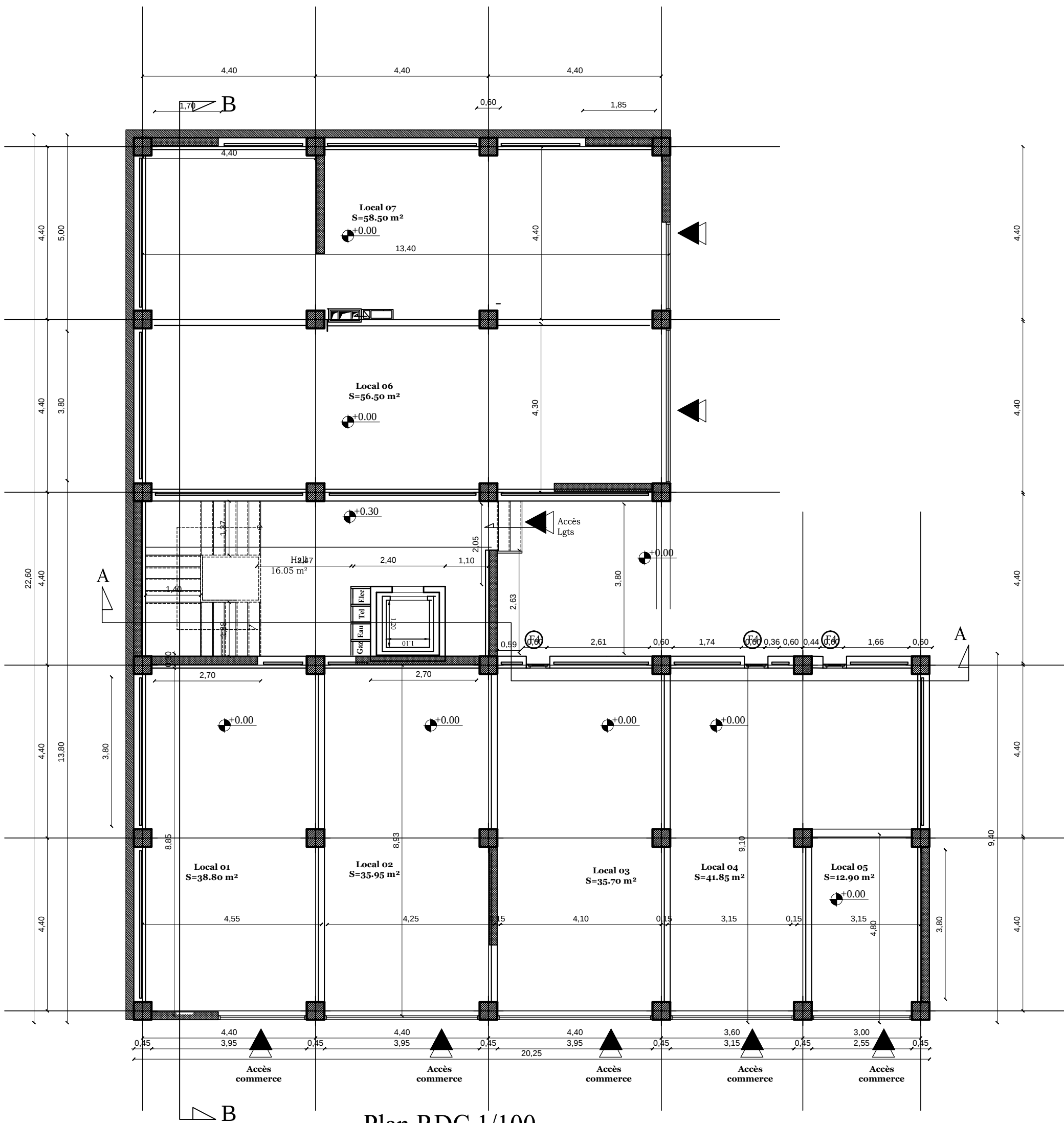
- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

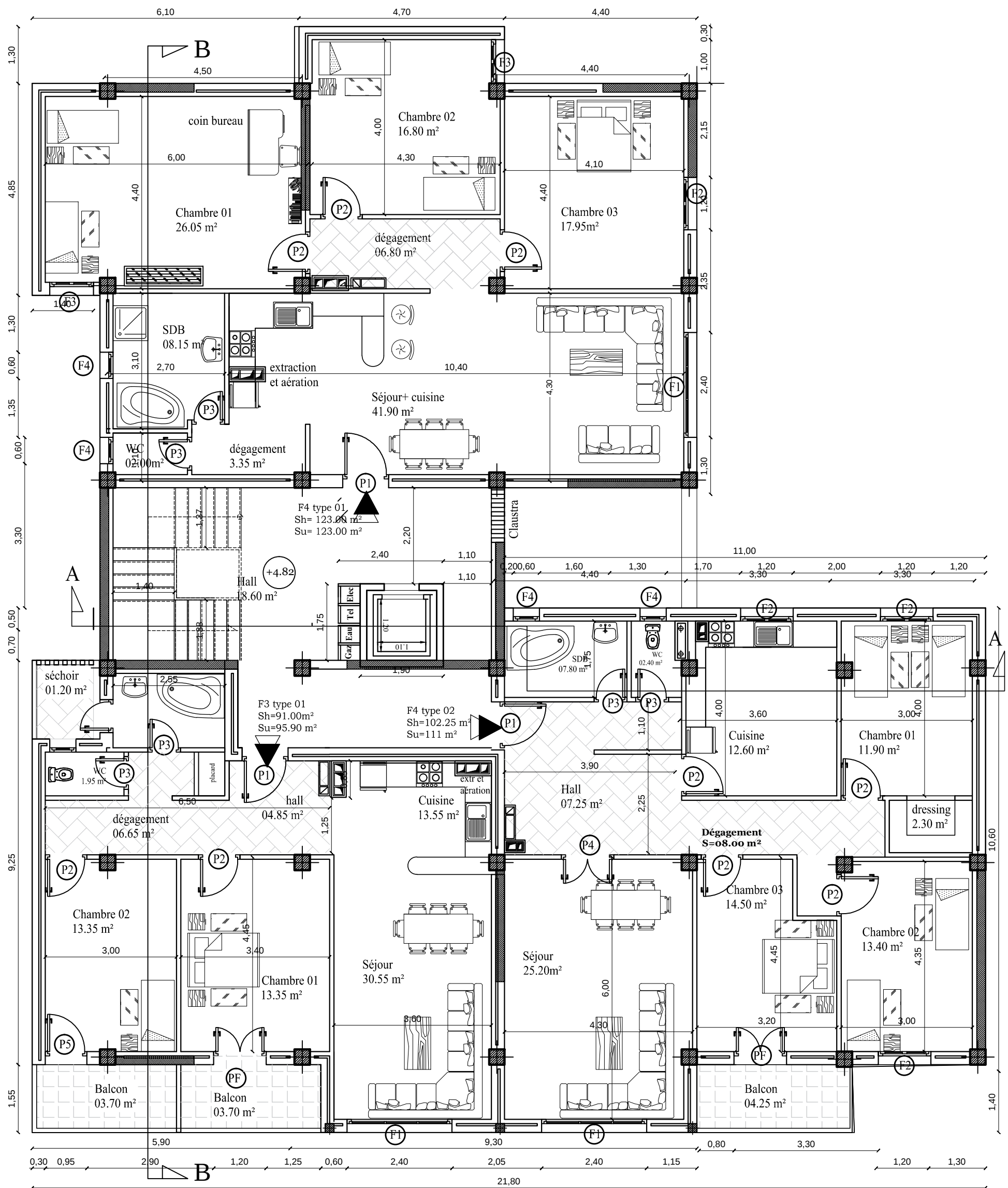
- ❖ Logiciel ETABS Version 9.7
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ EXCEL 2010
- ❖ WORD 2007
- ❖ AUTOCAD 2014

Ouvrages :

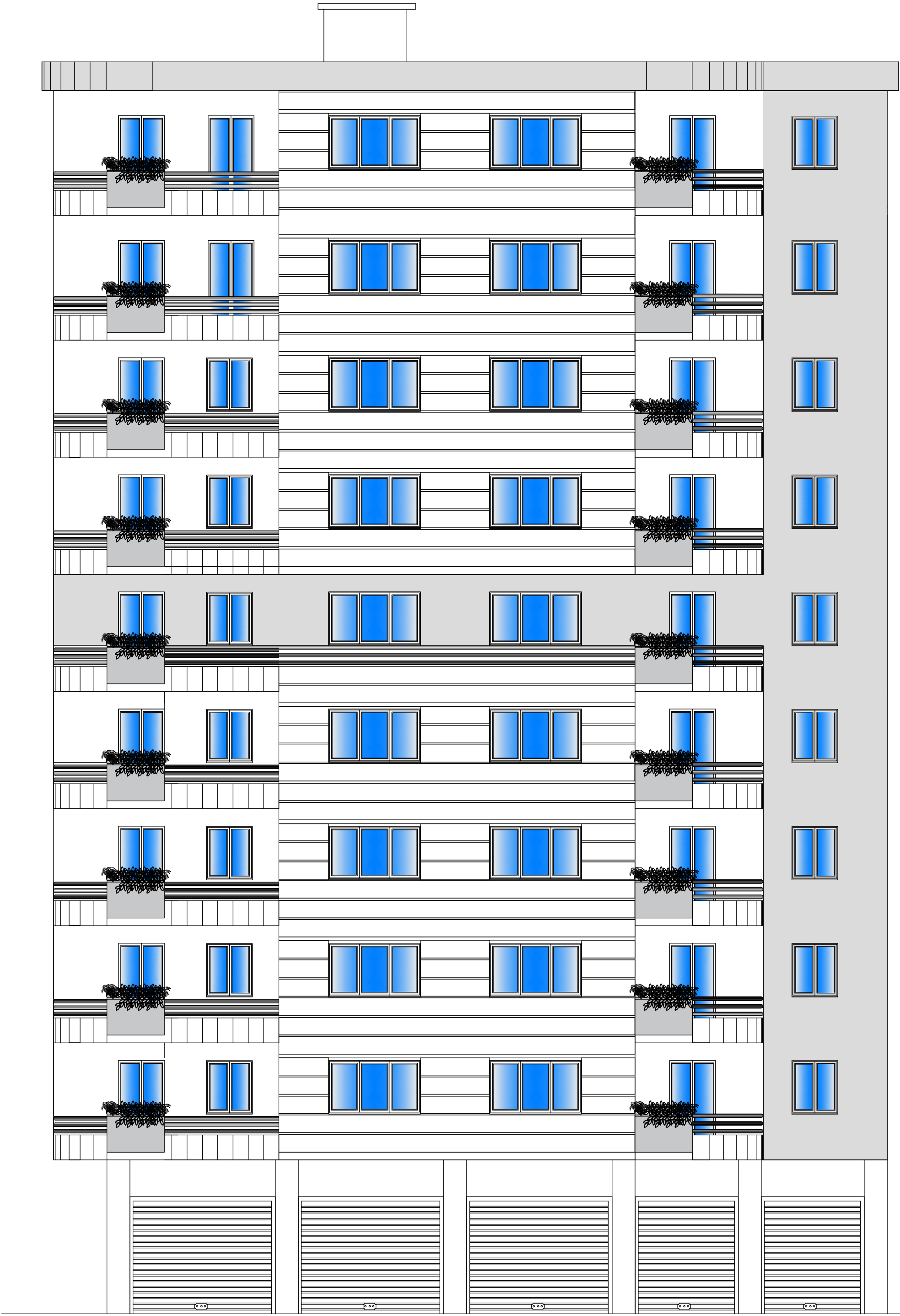
- ❖ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- ❖ Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- ❖ Les abaques de **PIGEAUD**.
- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.



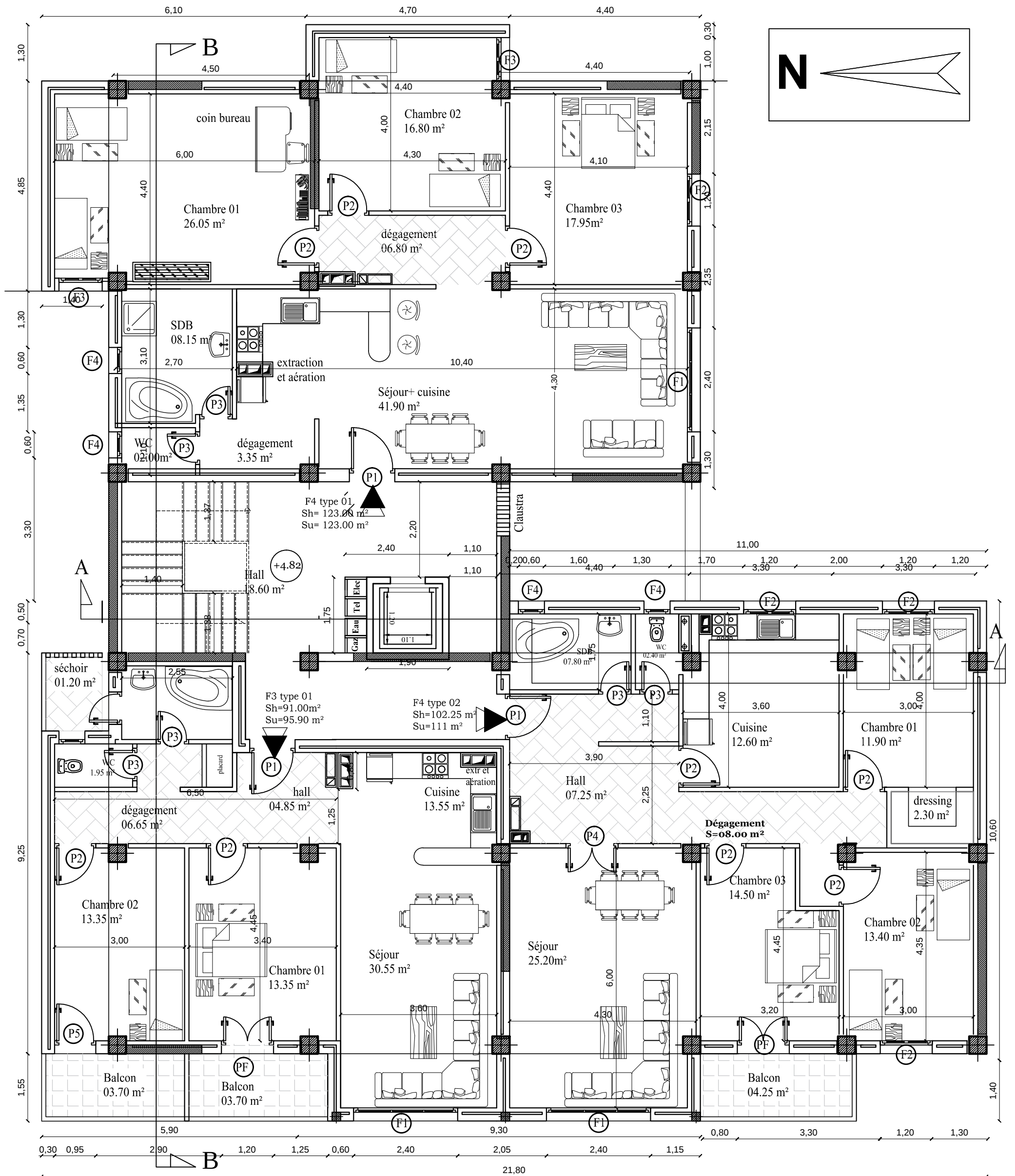
Plan RDC 1/100



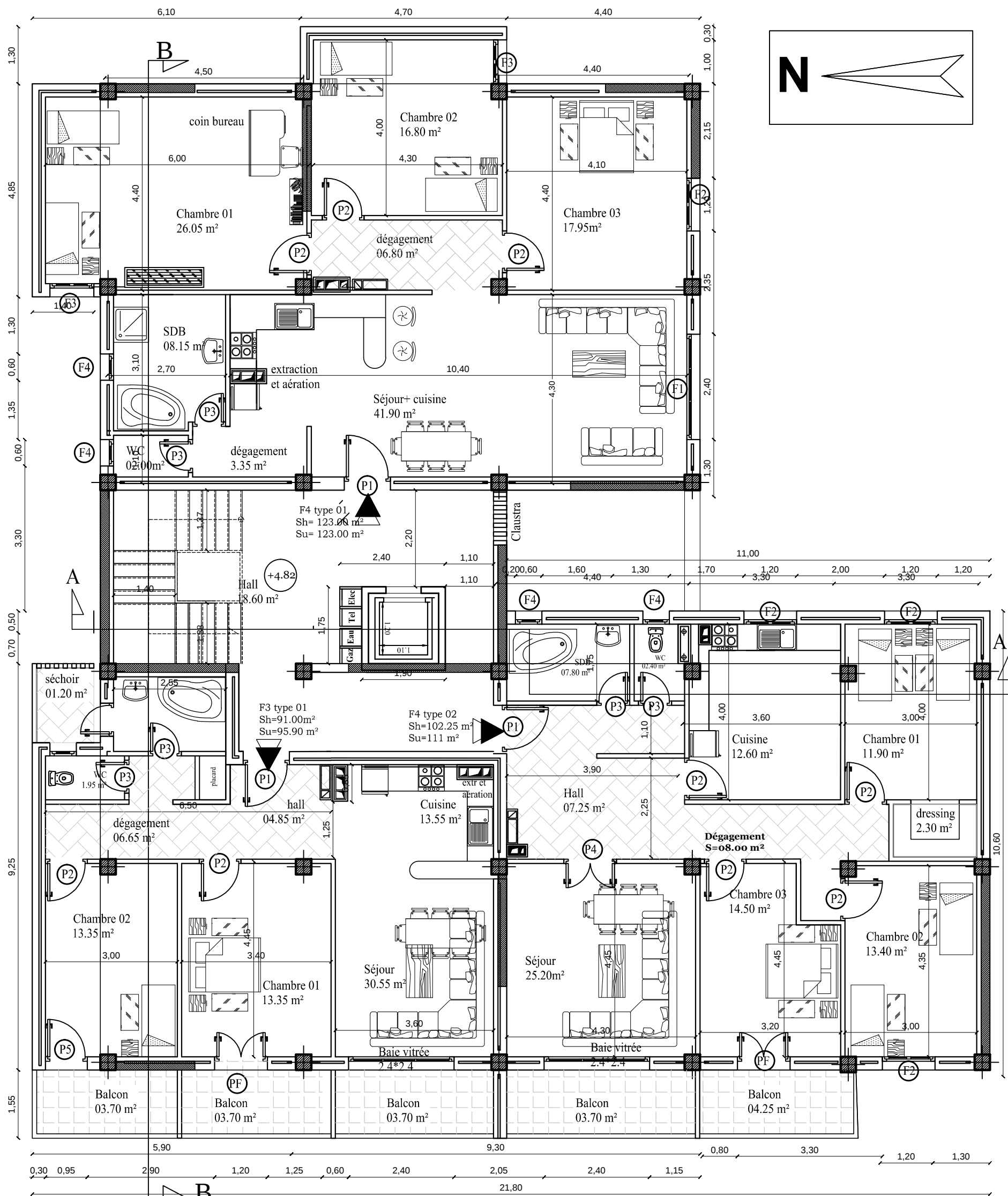
Plan DU 4ème 6ème,7ème,8ème et 9ème étage 1/100



Façade principale

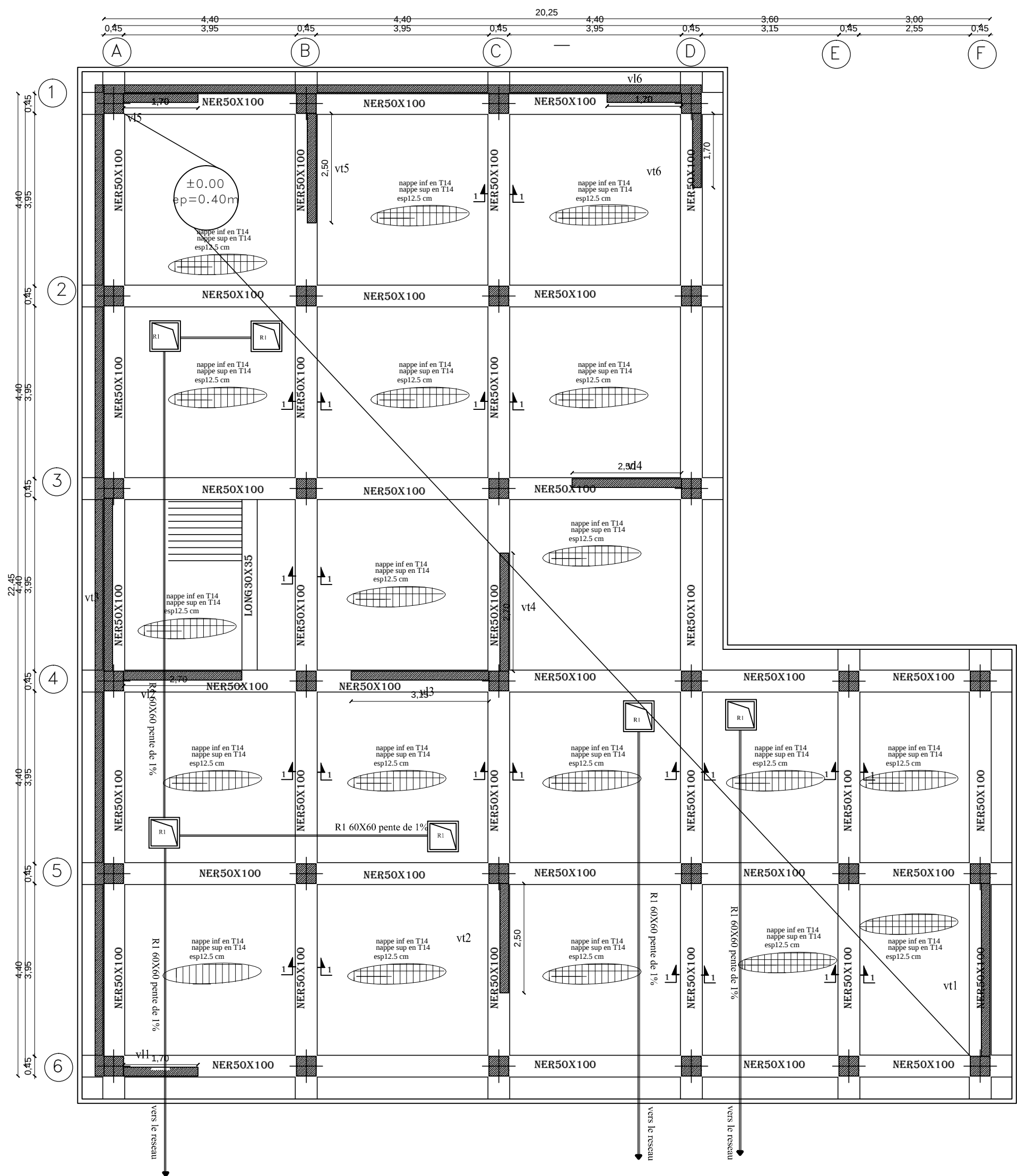


Plan DU 2ème, 3ème étage 1/100

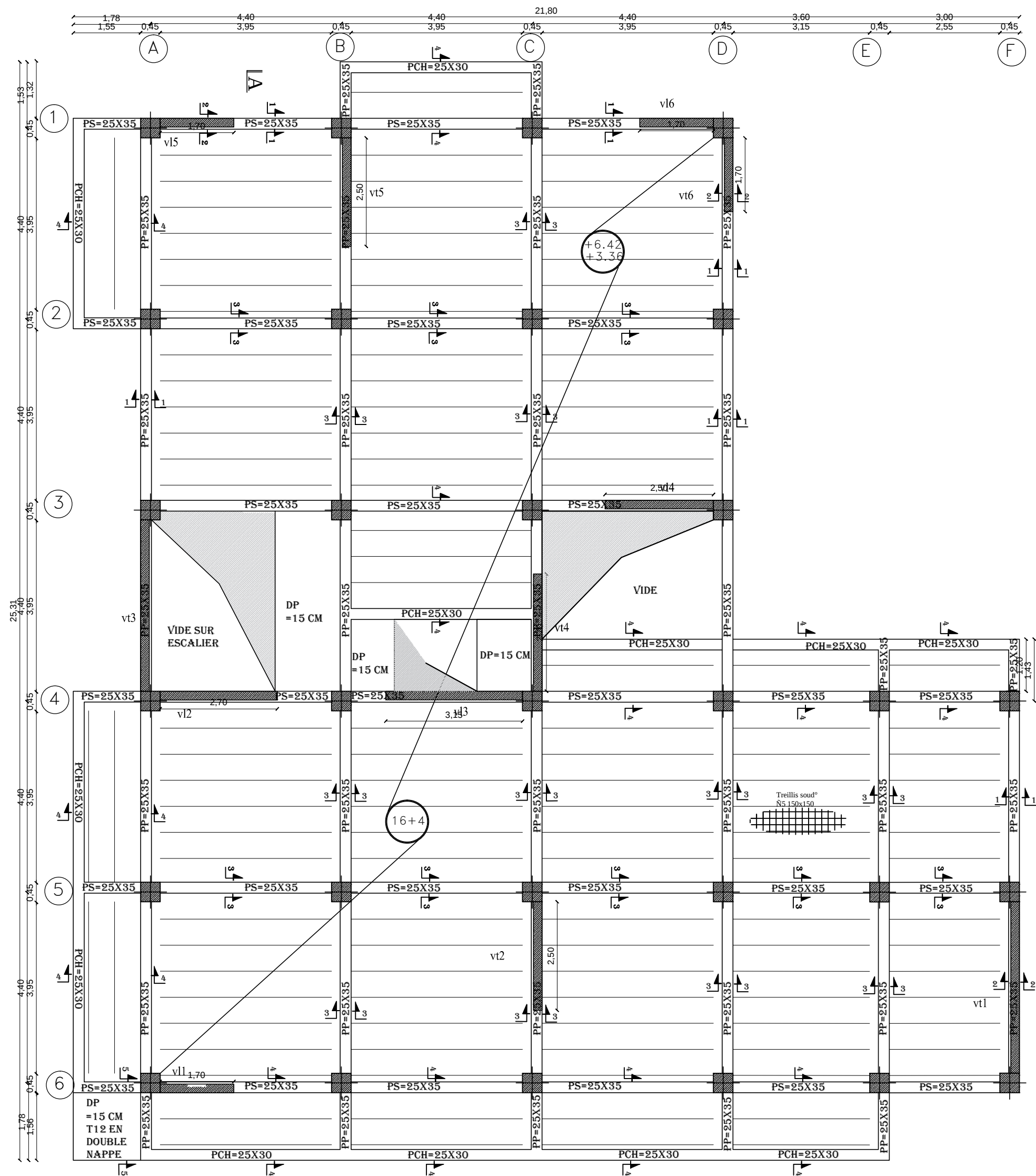


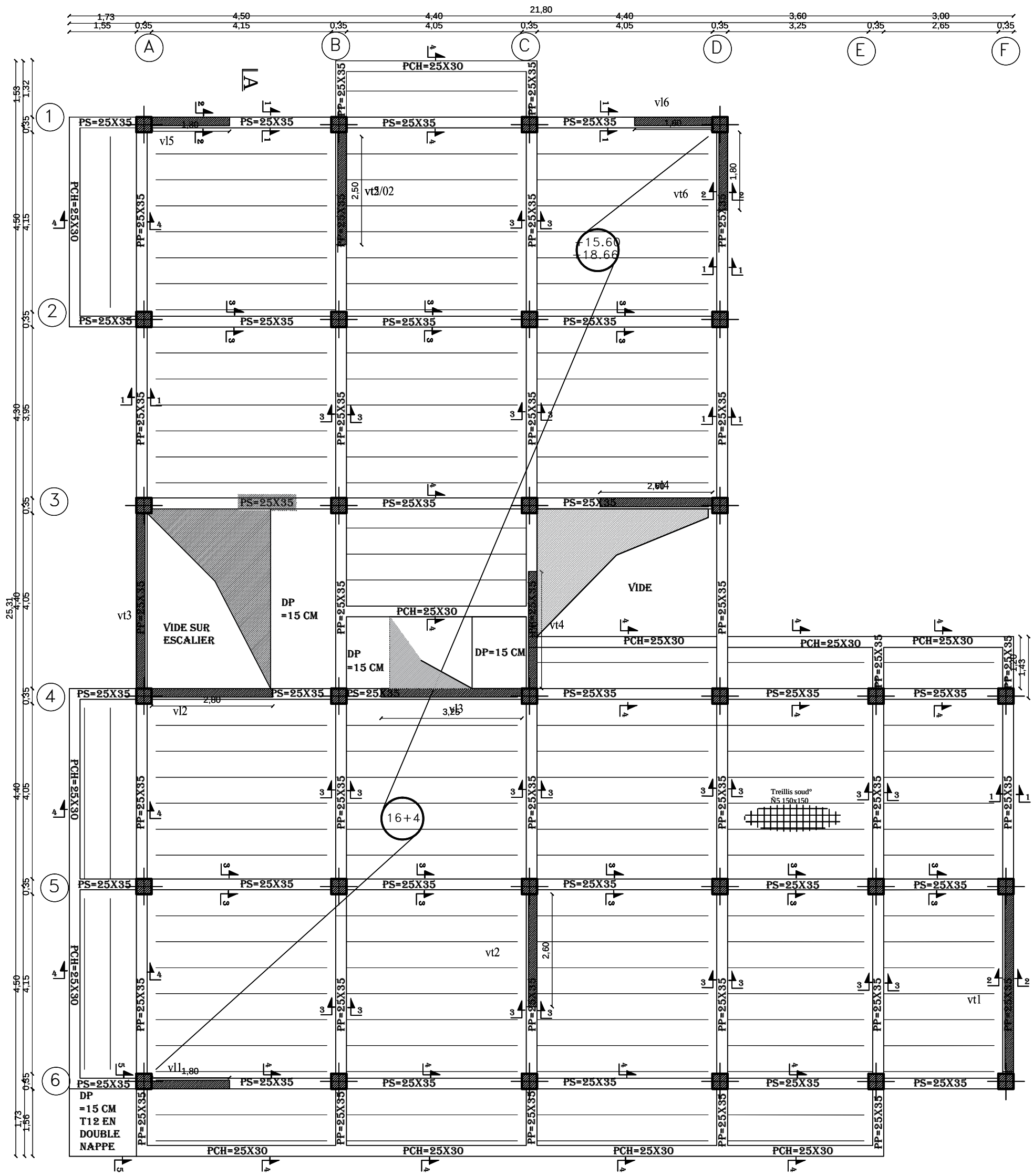
Plan DU 5ème étage 1/100

Plan de coffrage plancher niv :+0,00m

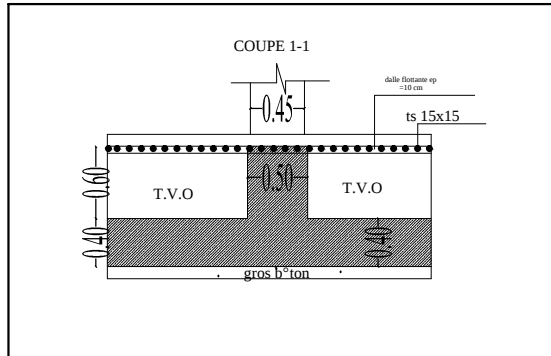
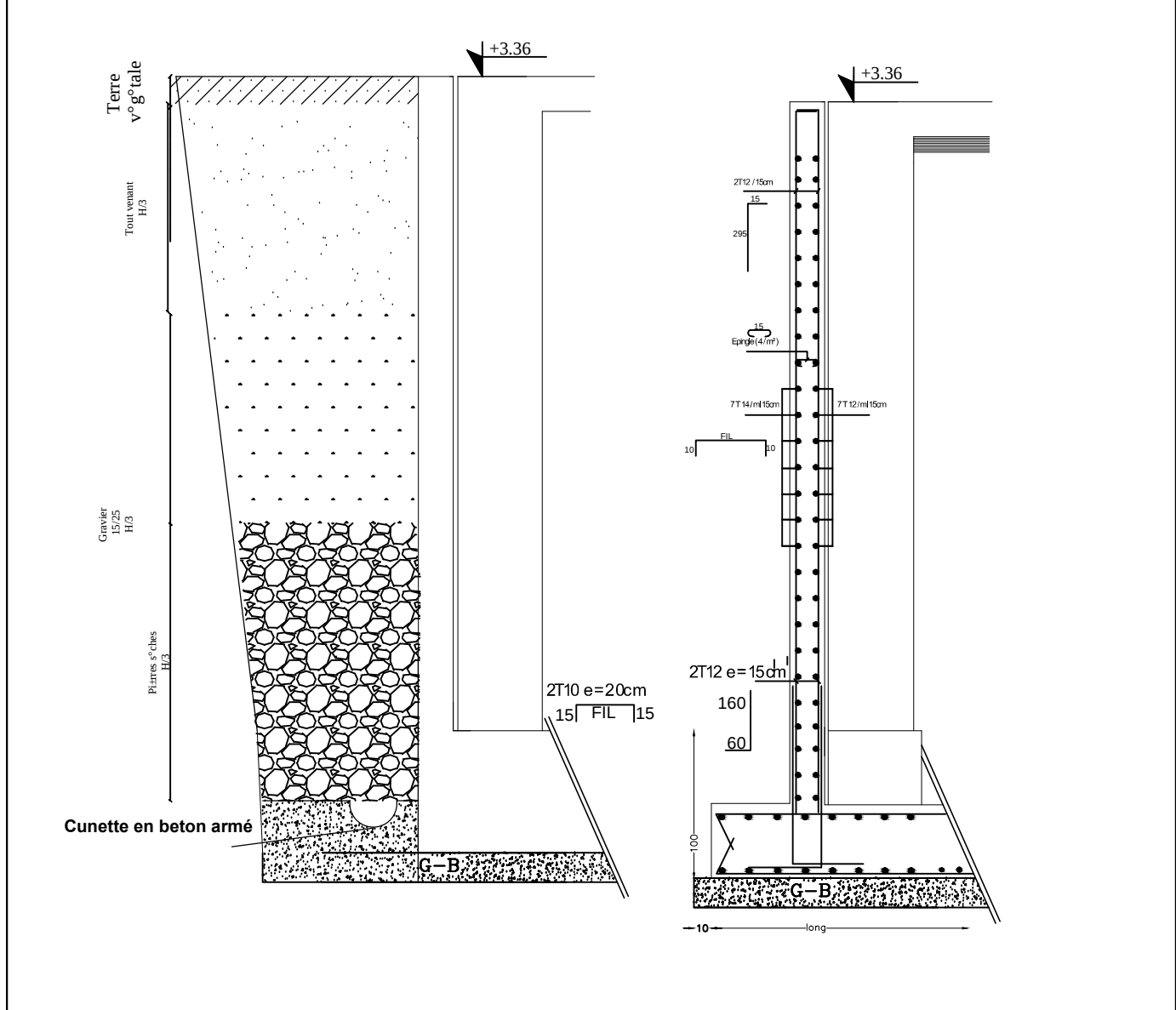
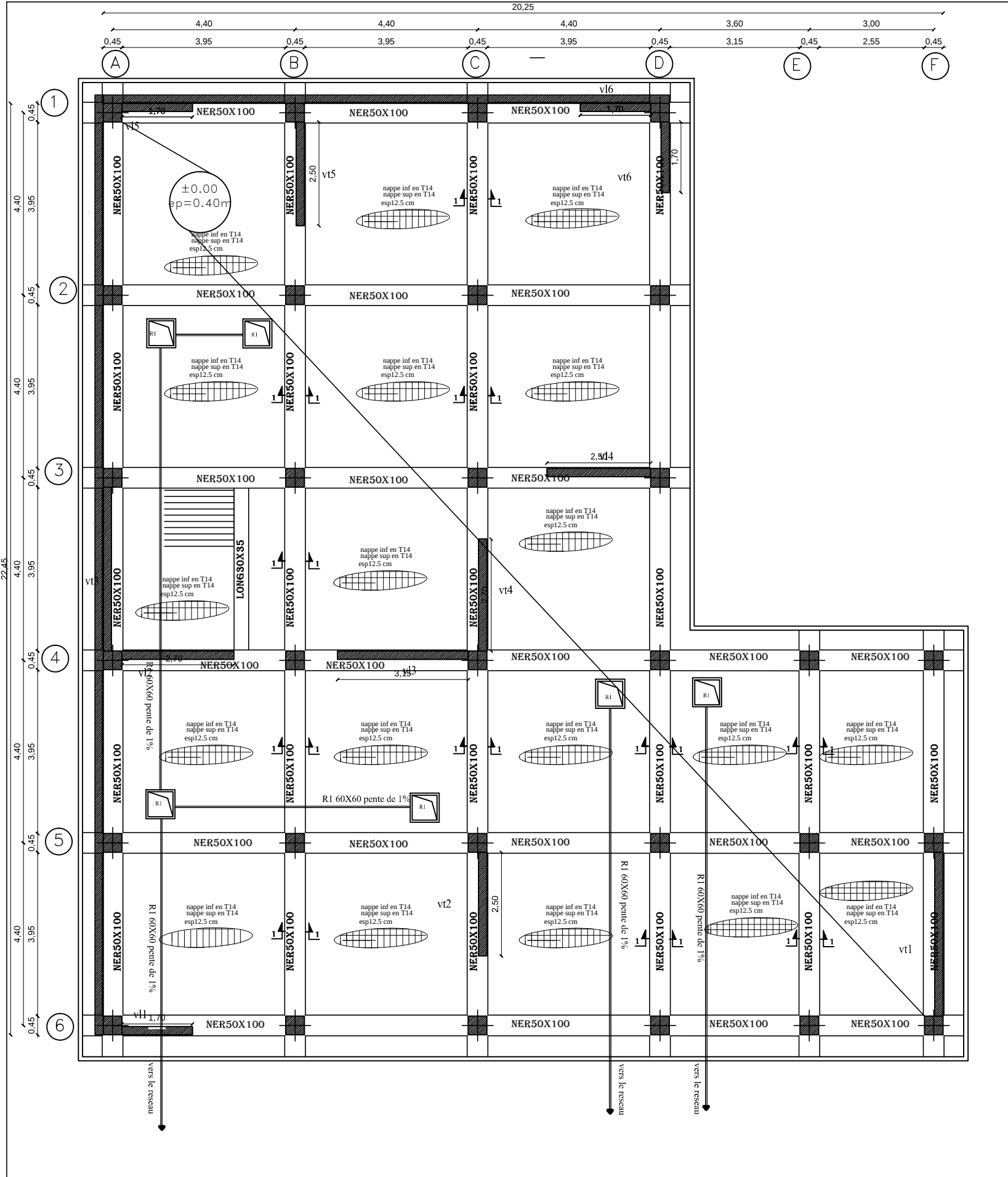


Plan de coffrage plancher niv :+3,36 ; +6,42 m.





Plan de coffrage plancher niv :+0,00m



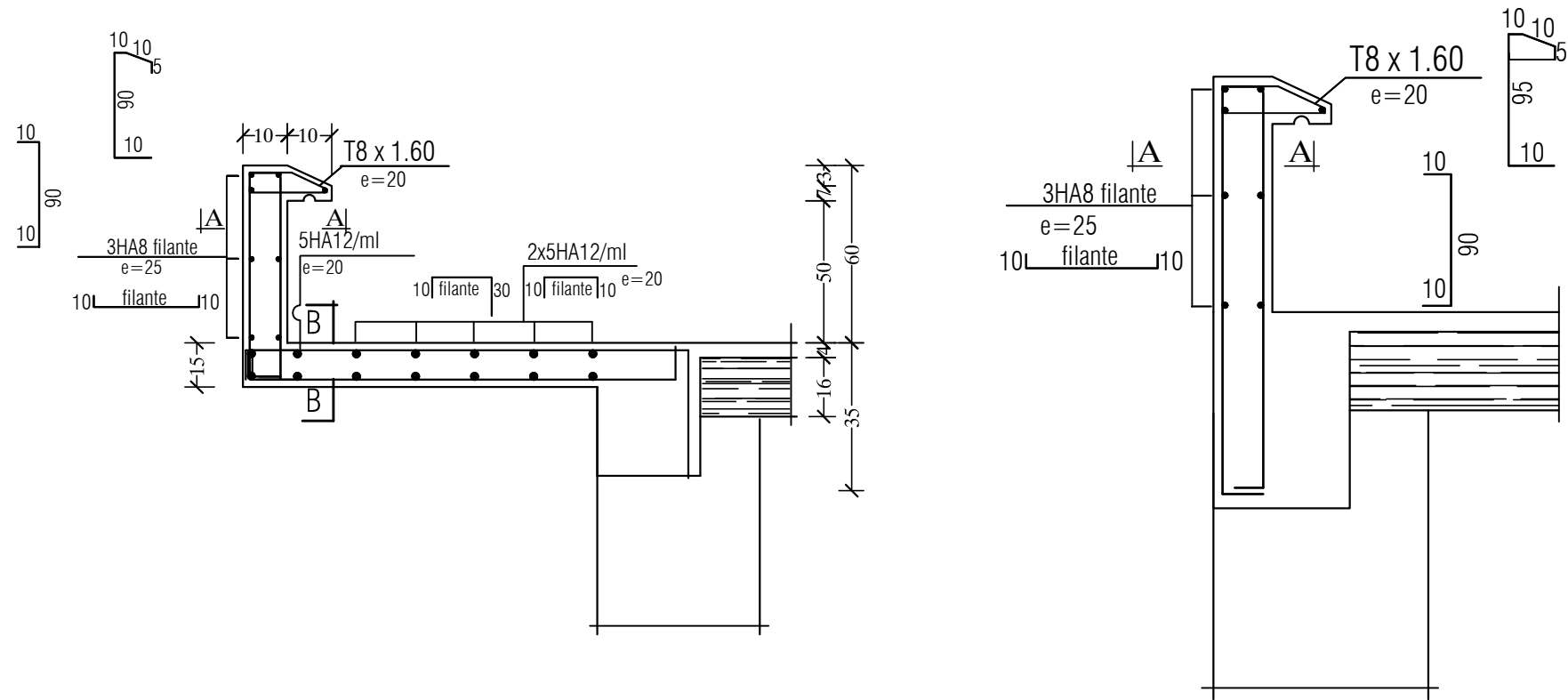
NOTA:

Caract° ristique des mat° riaux

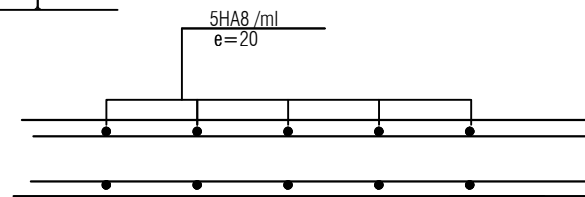
- a) Le b° ton arm° sera dos° @350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le b° ton de propre° sera dos° @150 kg/m3 de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adh° rence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soud° s (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ń
- f) Les poteaux sont coul° s en une seule fois pour chaque ° tage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<u>Mémoire de fin d' étude</u>	
<u>PROJET:</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
R°alis° par : Melle TOUDJJI SOUAD Melle TAHI MALIKA	
Encadr° par : M.me MOUBARAK	
<u>SITUATION :</u> SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2018/ 2019

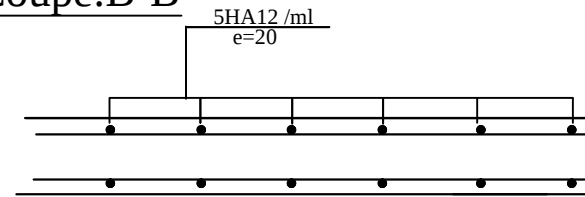
Ferrailage des balcons+acrotere



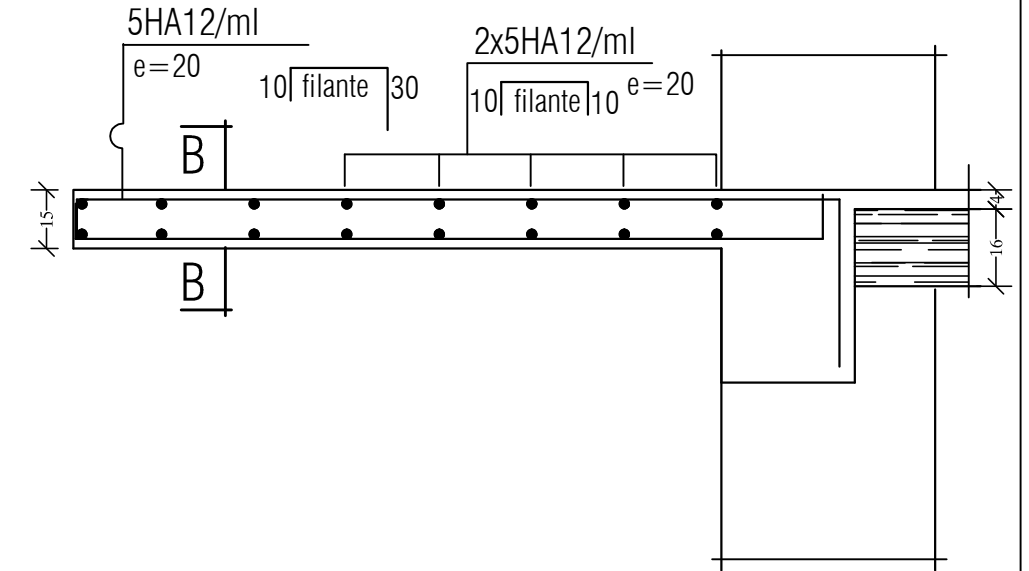
Coupe:A-A



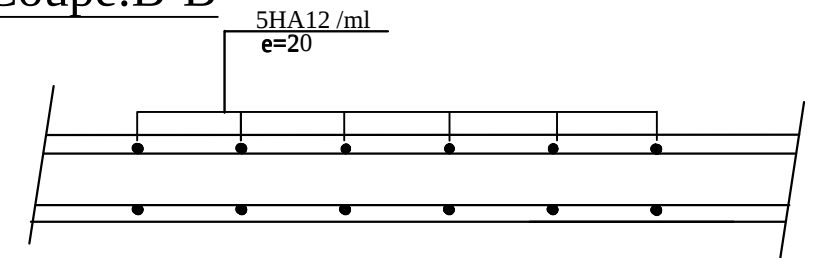
Coupe:B-B



Ferrailage des balcons

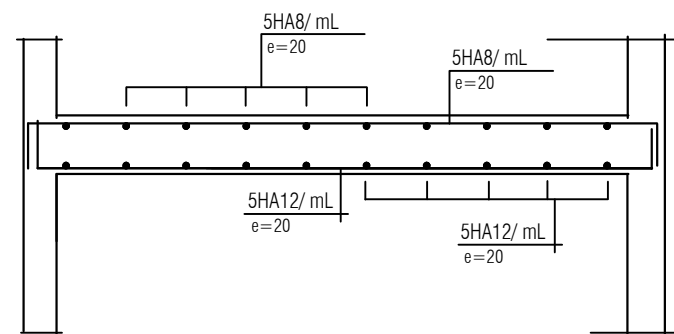


Coupe:B-B

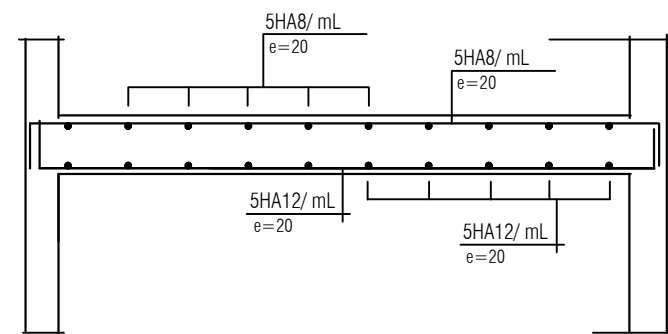


Ferrailage dalle salle machine

sens Lx



sens Ly



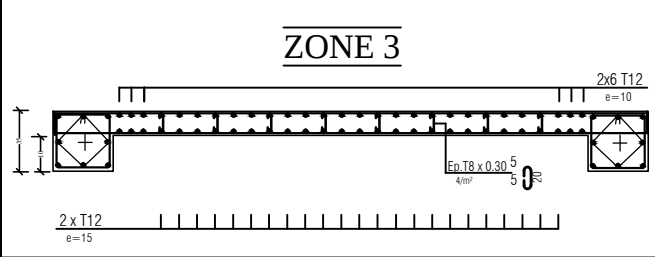
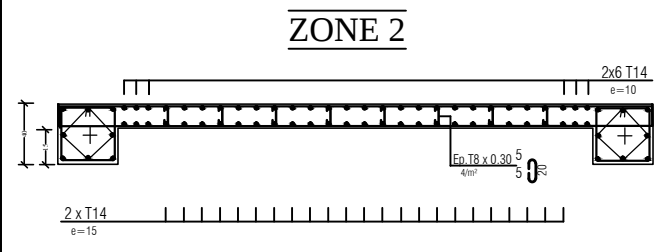
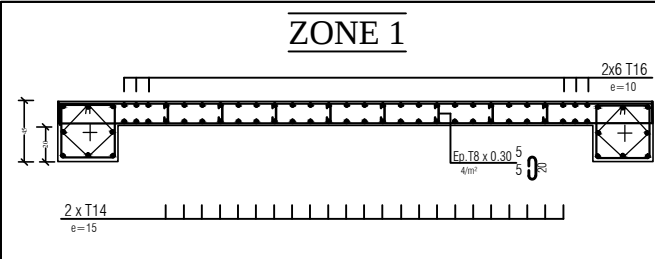
NOTA:

Caractéristique des matériaux :

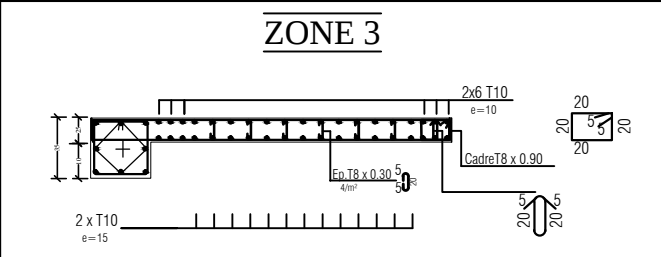
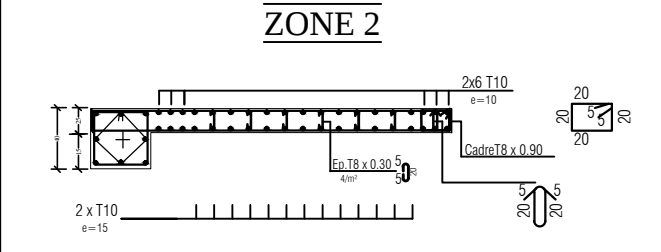
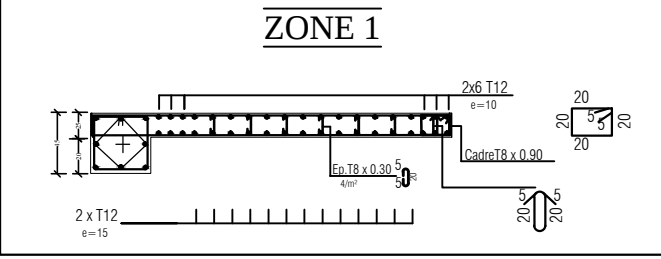
- a) Le b° ton arm° sera dos° © 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le b° ton de propret° sera dos° © 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adh° rence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soud°s (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 N

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
Plan de Ferrailage des 1 ^{er} ment secondaire	
Réalisé par : Melle TOUDJID SOUAD Melle TAHJI MALIKA Encadré par : M ^{me} MOUBARAK	
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2018/ 2019

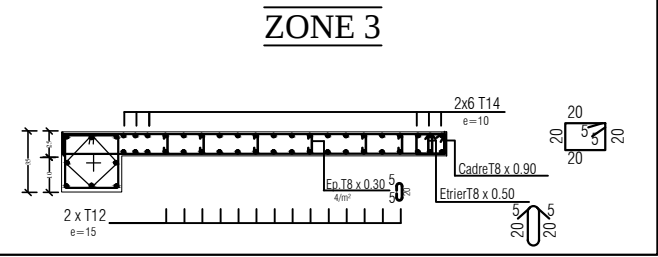
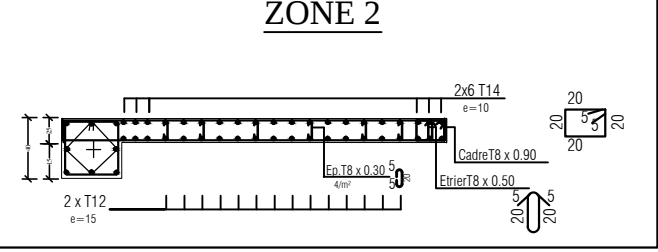
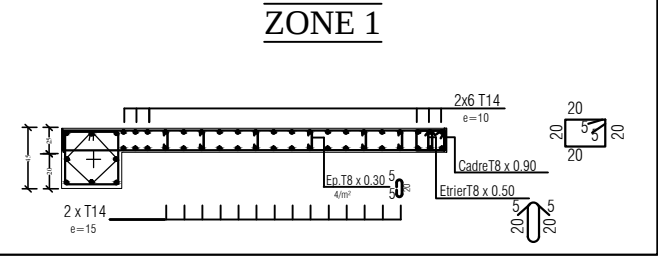
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT1



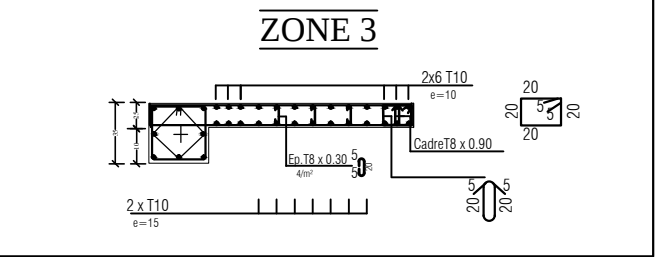
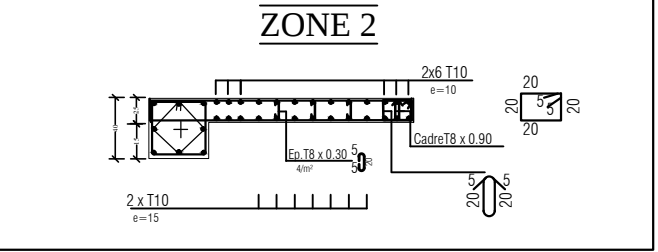
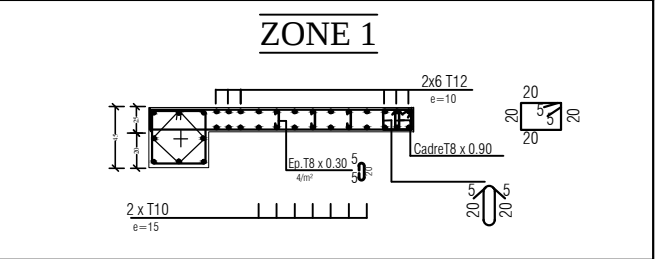
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT2



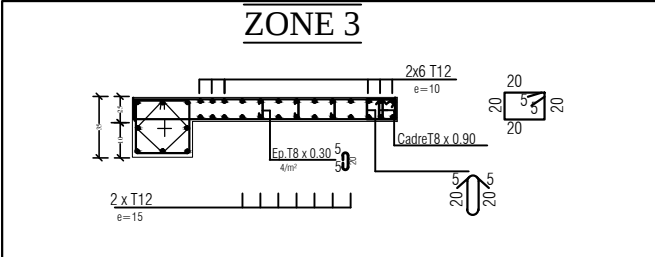
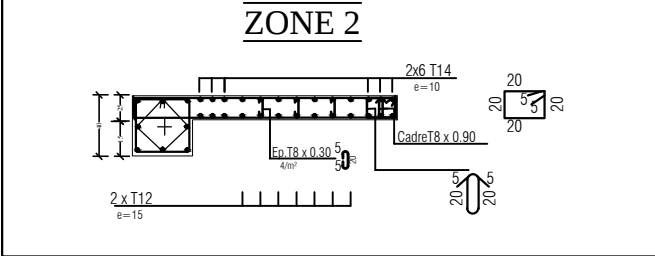
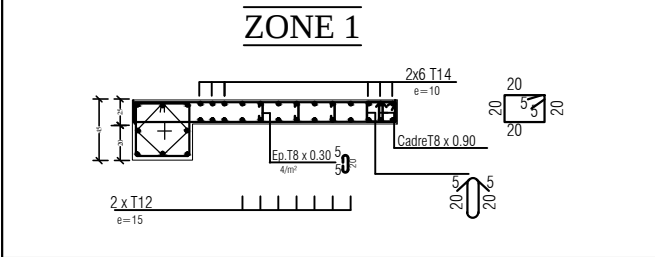
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT3



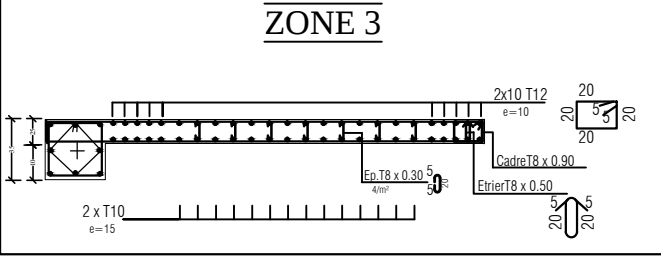
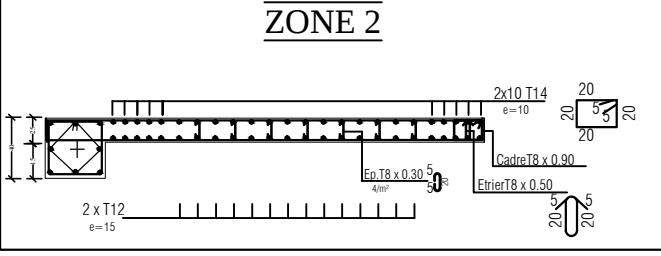
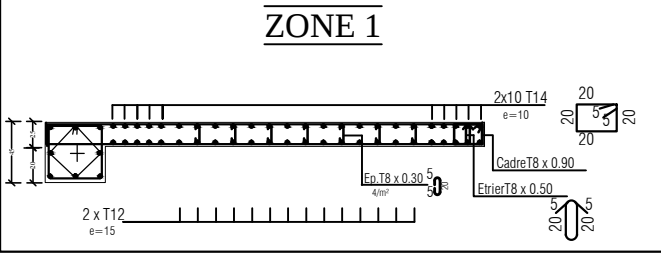
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT4



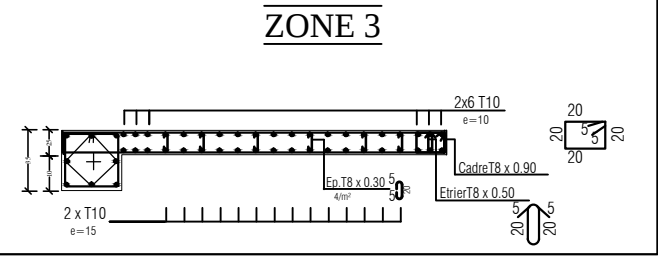
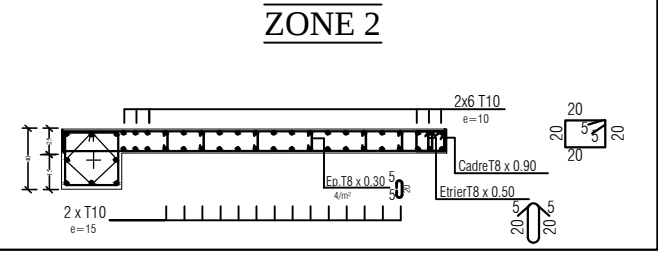
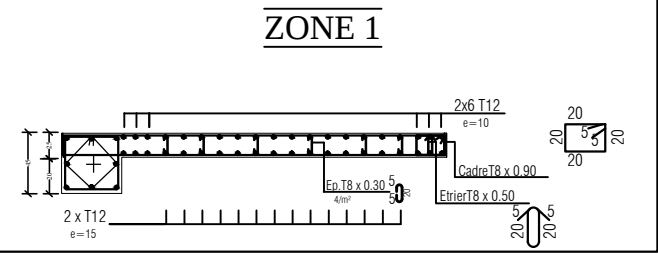
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VL1



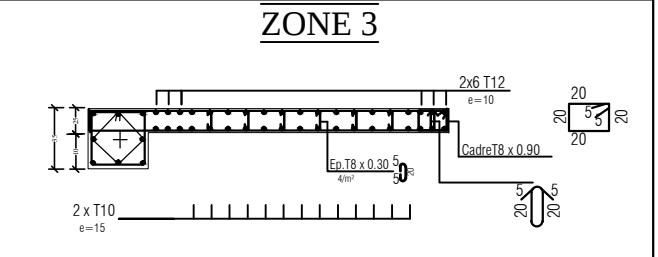
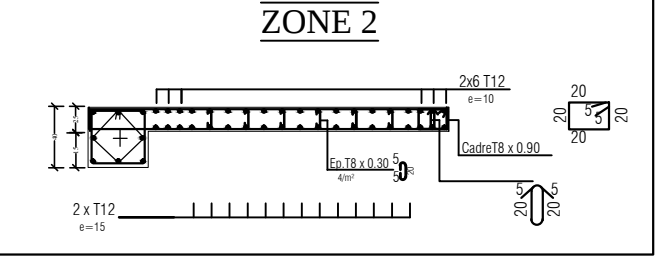
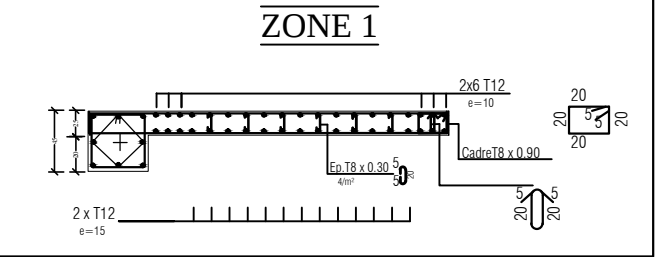
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VL2



COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VL3



COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VL4



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25MPa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 N

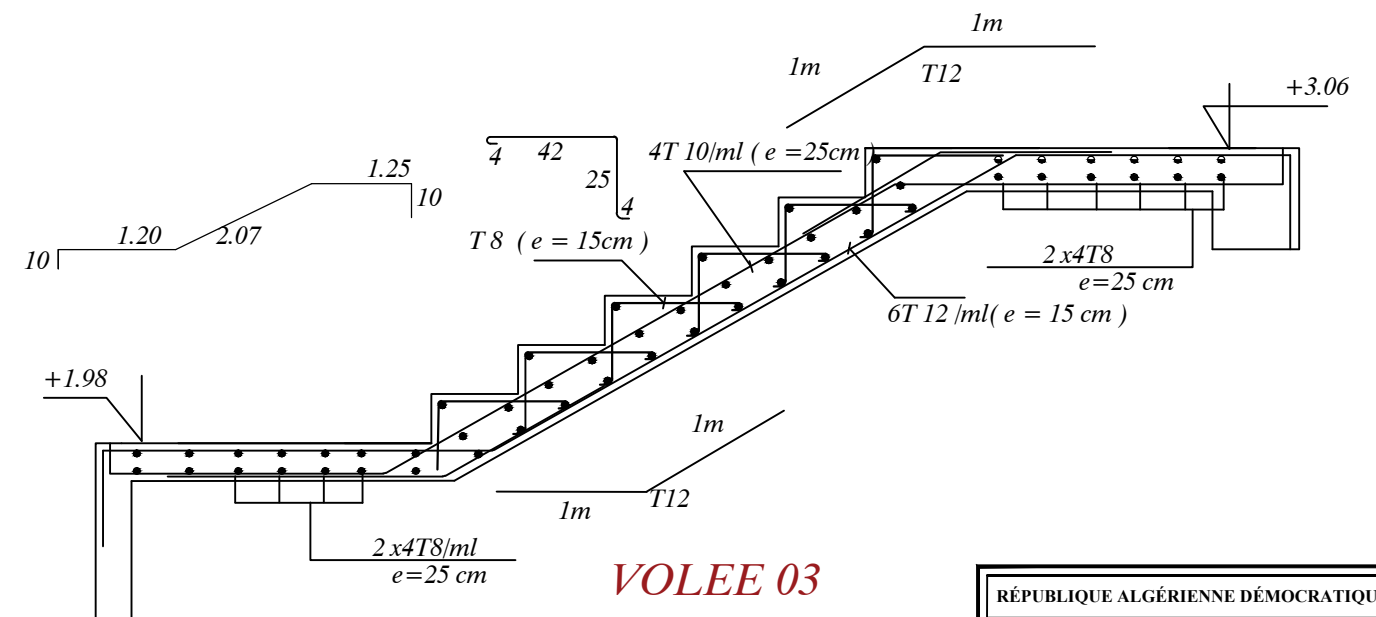
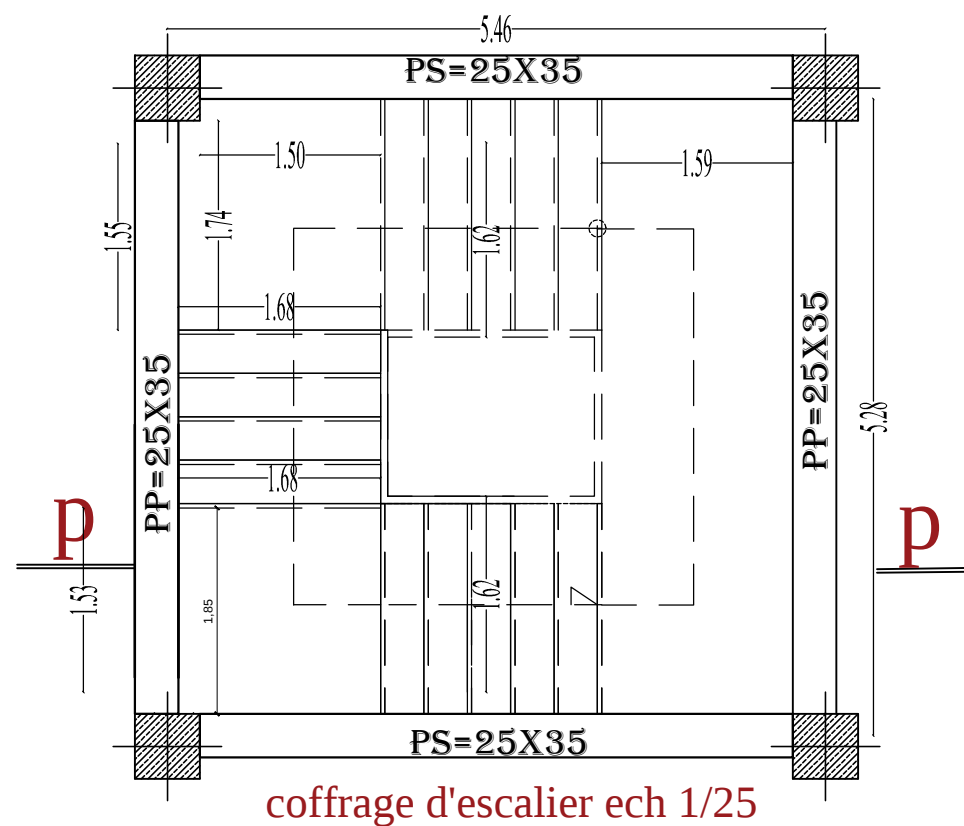
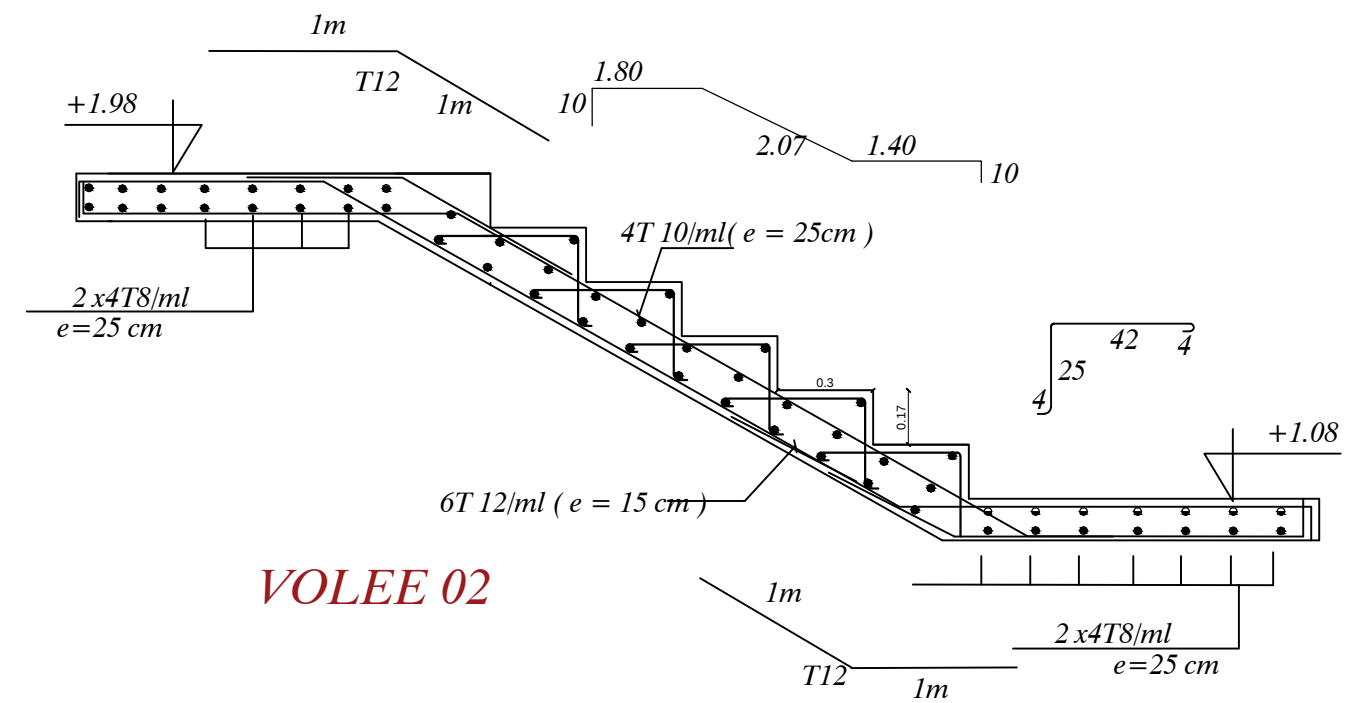
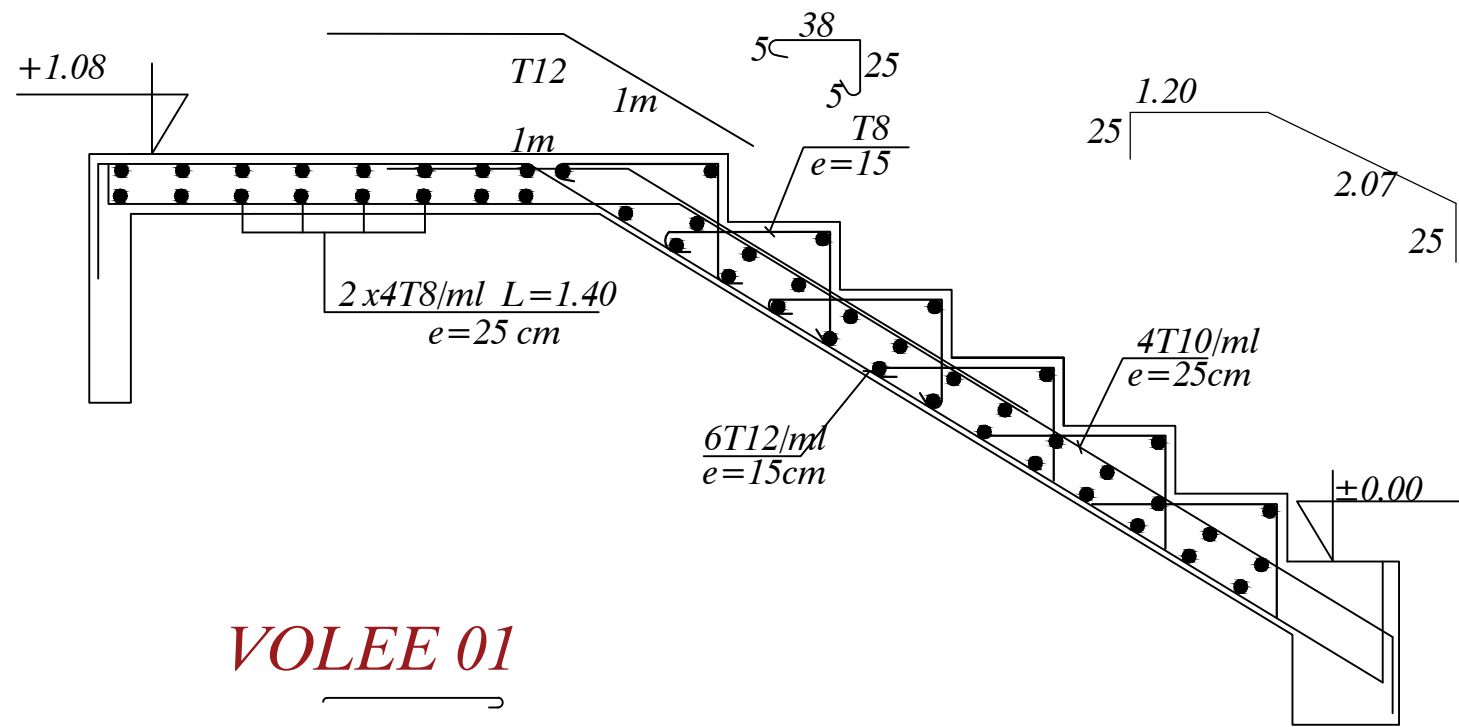
FERRAILLAGE DES VOILES

Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD
Melle TAHI MALIKA
Encadré par : Melle MOUBARAK

SITUATION :

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

promotion :2018/ 2019

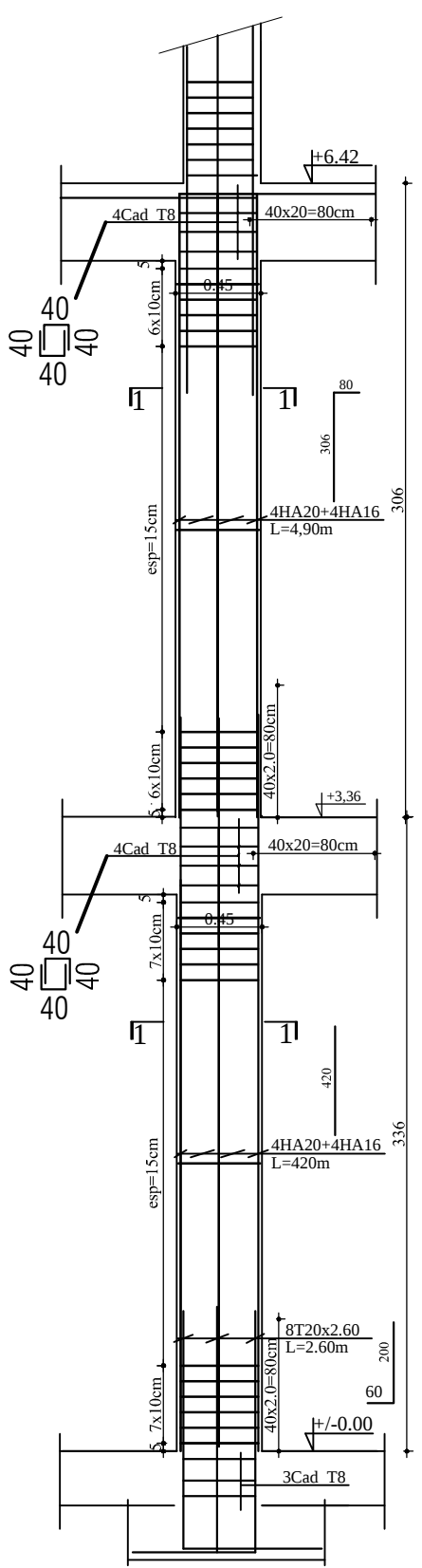


NOTA:
Caractéristique des matériaux :

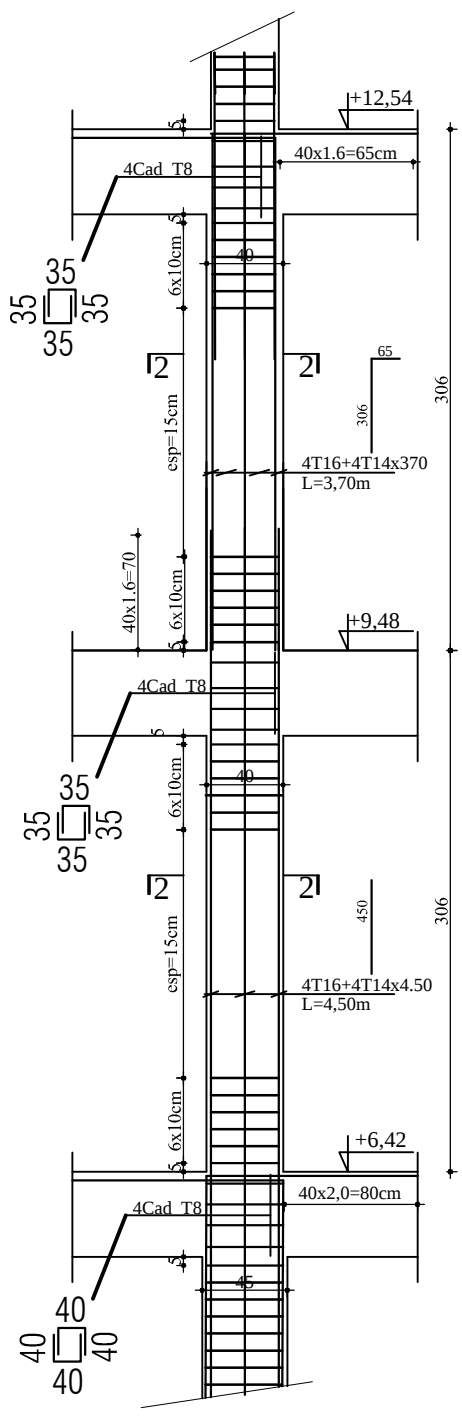
a) Le béton armé sera dosé @ 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25MPa.
b) Le béton de propreté sera dosé @ 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 ̸
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES ESCALIERS	
Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadré par : Mme MOUBARAK	
SITUATION :	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

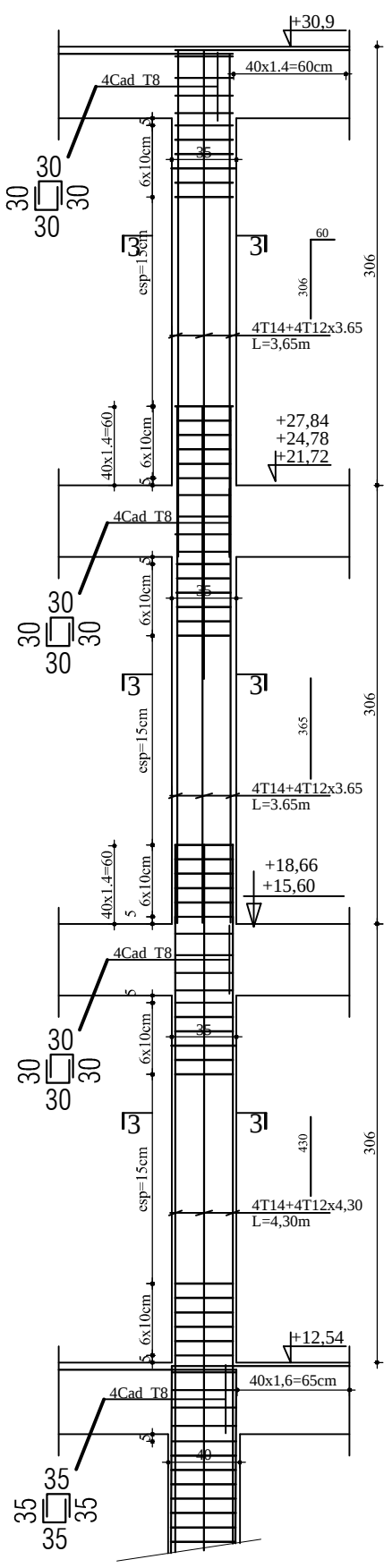
POTEAU 45*45



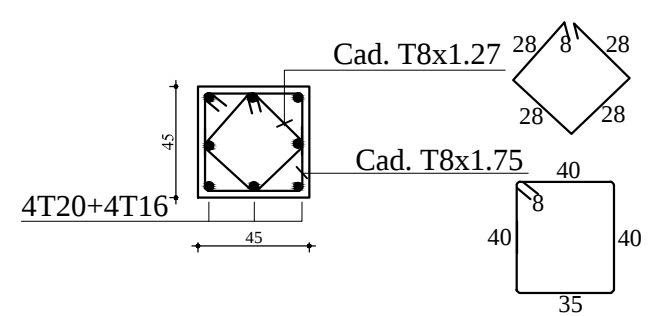
POTEAU 40*40



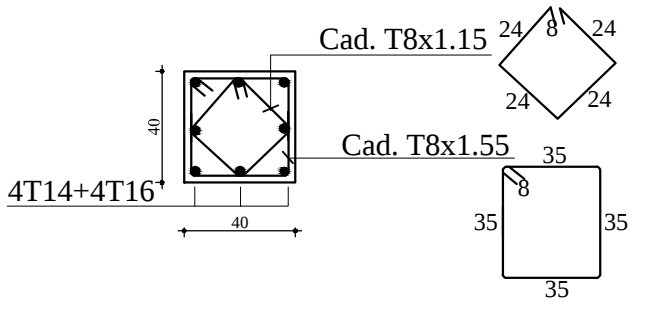
POTEAU 35*35



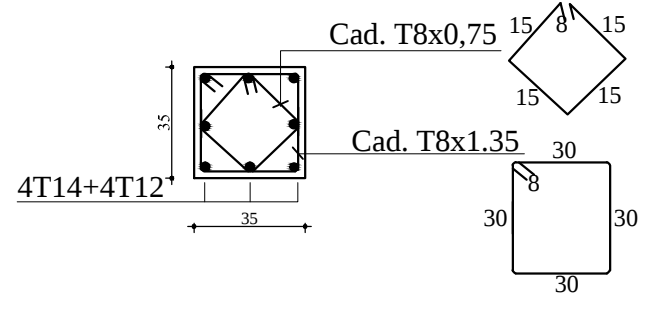
COUPE 1-1



COUPE 2-2



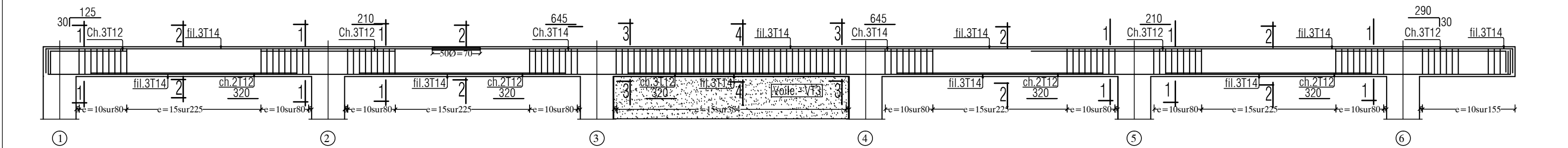
COUPE 3-3



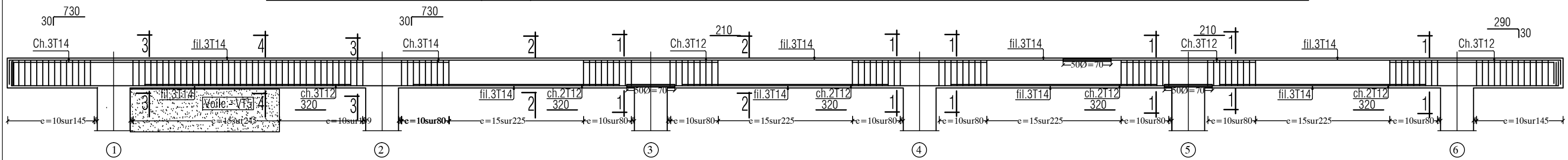
NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 ̸
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadré par : Mme MOUBARAK	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

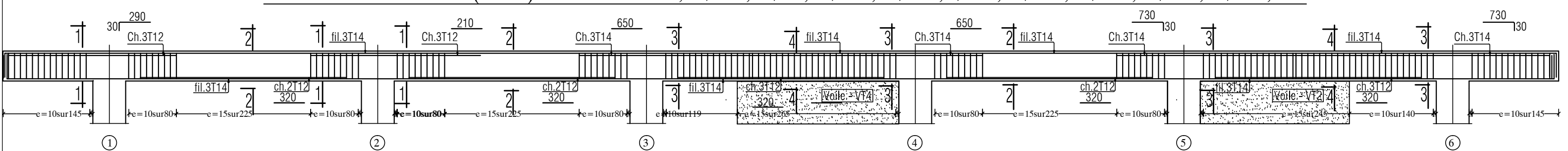
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : "A" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : "B" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .

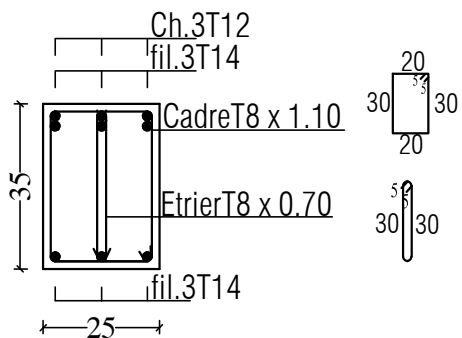


POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : "C" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .

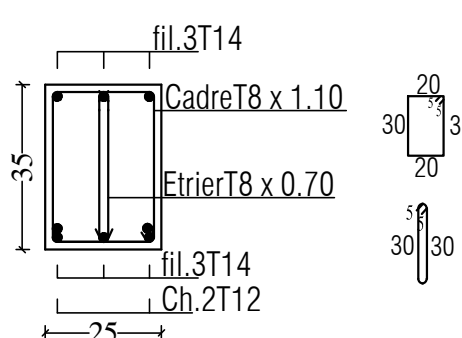


NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 ̈N
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

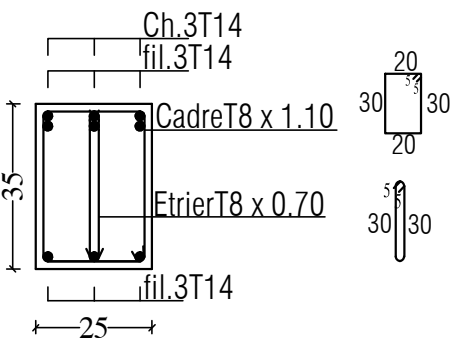
COUPE 1-1



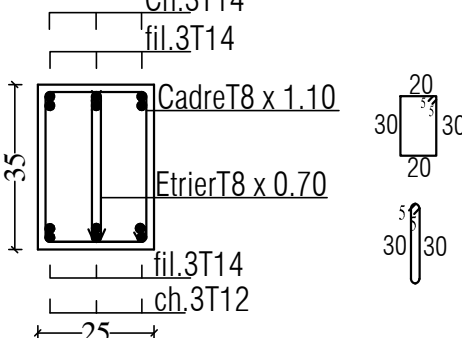
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .

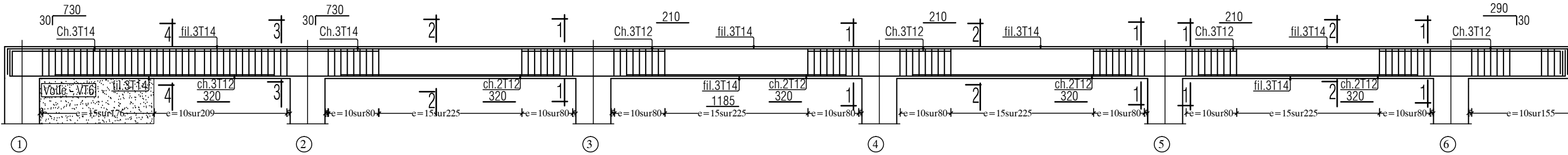
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD
Melle TAHI MALIKA
Encadré par : Mme MOUBARAK

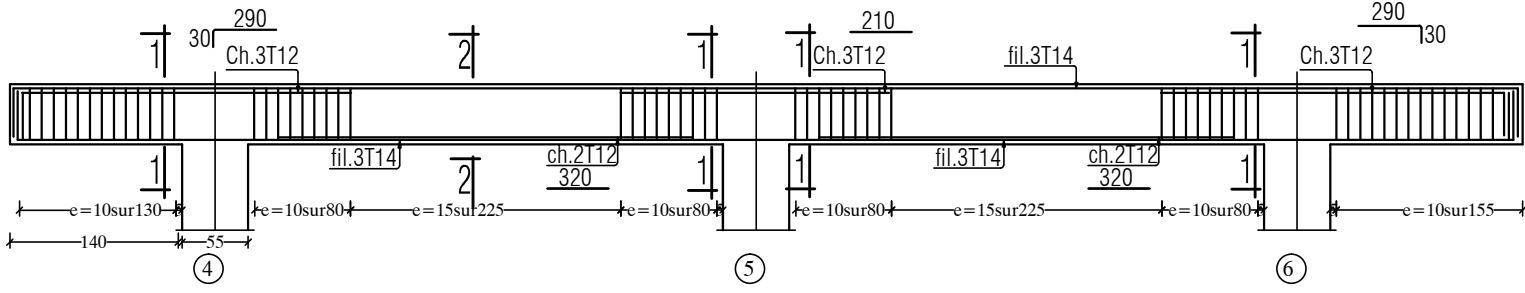
SITUATION :
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

promotion :2018/ 2019

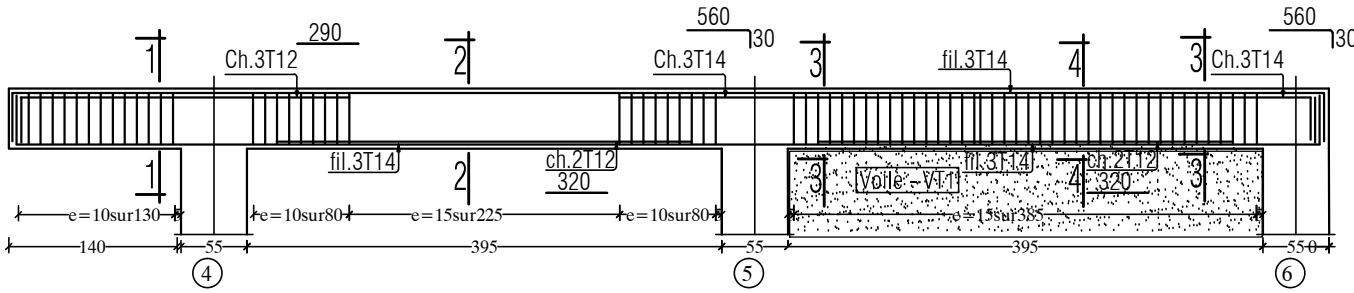
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : "D" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : "E " - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fil : " F " - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.

b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.

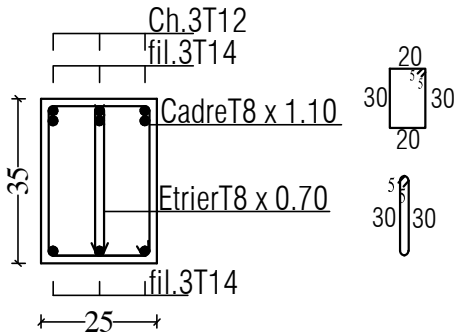
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa

d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa

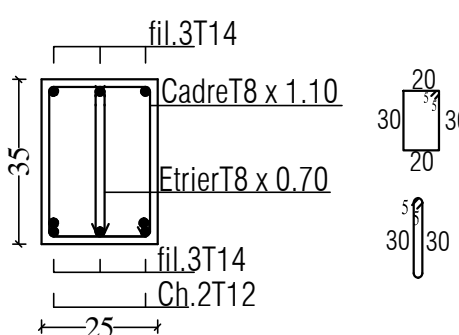
e) Longueur de recouvrement est de 40 N

f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

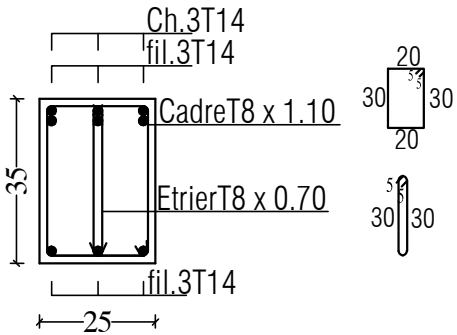
COUPE 1-1



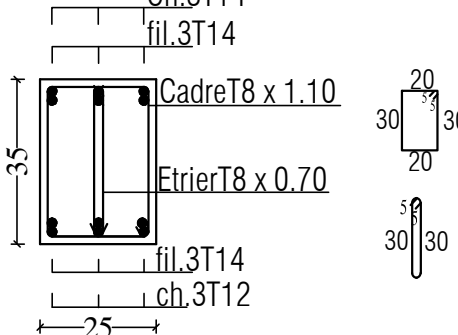
COUPE 2-2



COUPE 3-3

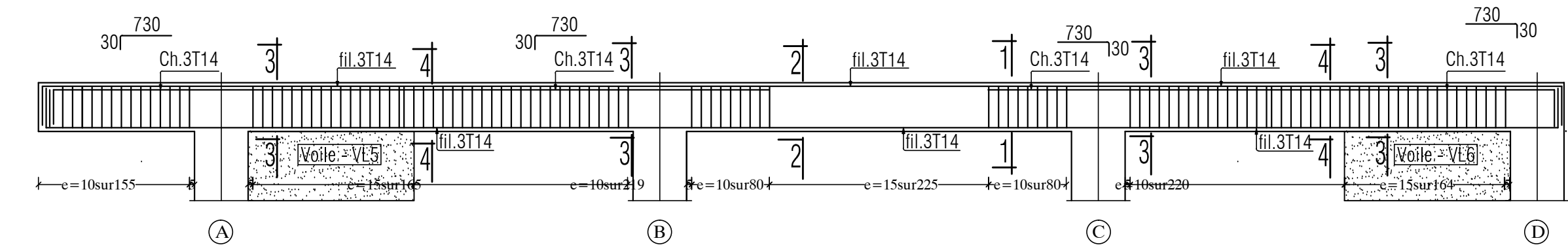


COUPE 4-4

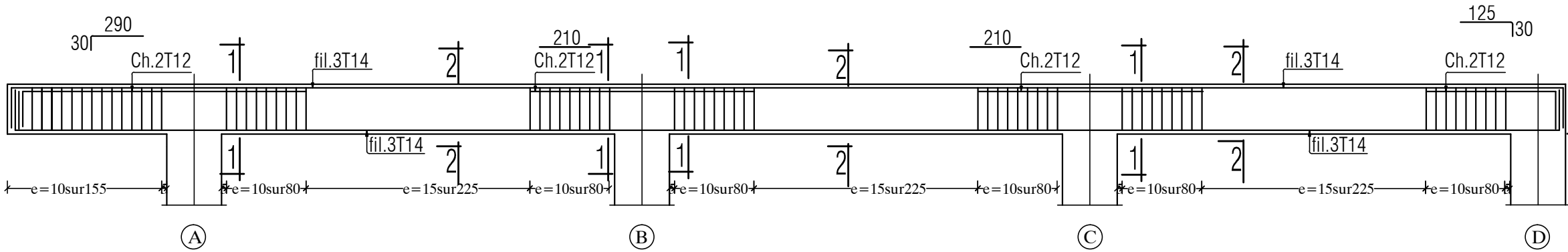


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadré par : Mme MOUBARAK	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

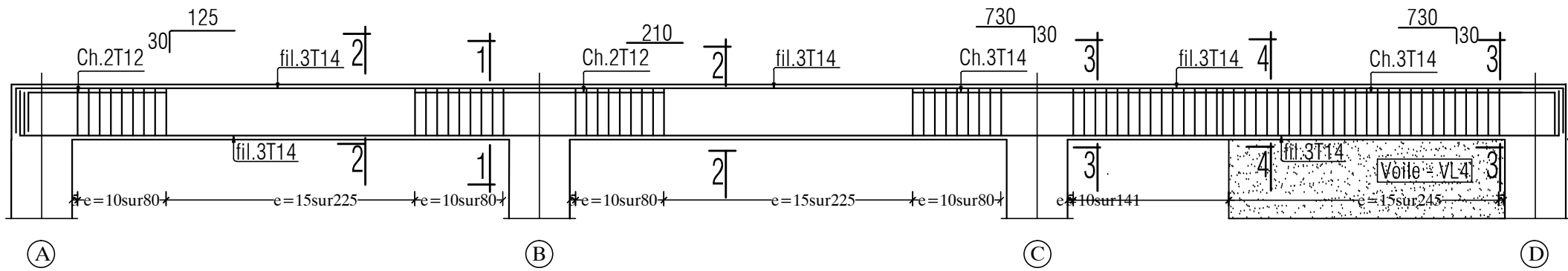
POUTRE SECONDAIRES (25*35) Fil : "1" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fil : "2" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .

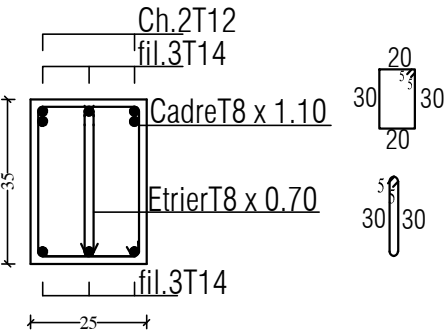


POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fil : "3" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .

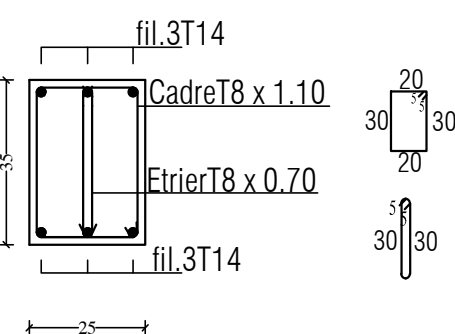


NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé @ 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé @ 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 ñ
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

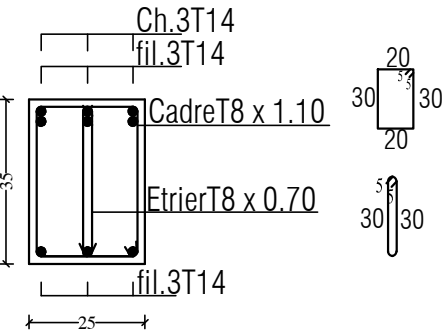
COUPE 1-1



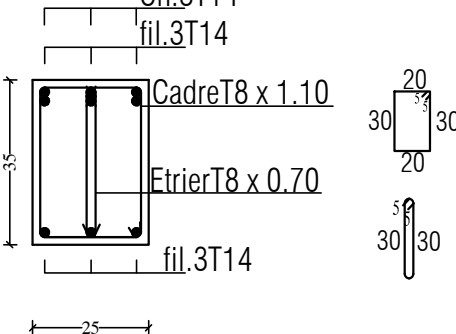
COUPE 2-2



COUPE 3-3

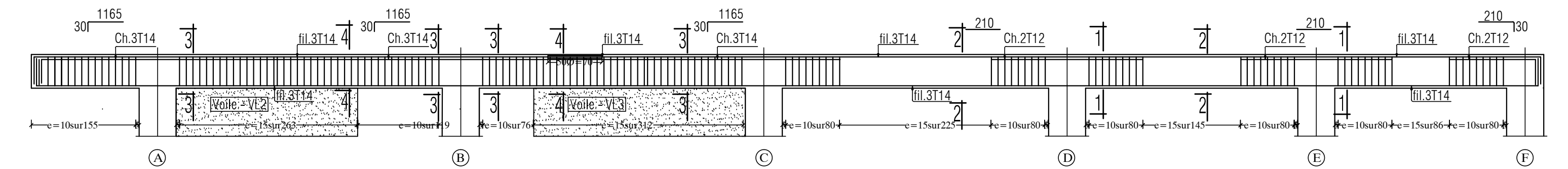


COUPE 4-4

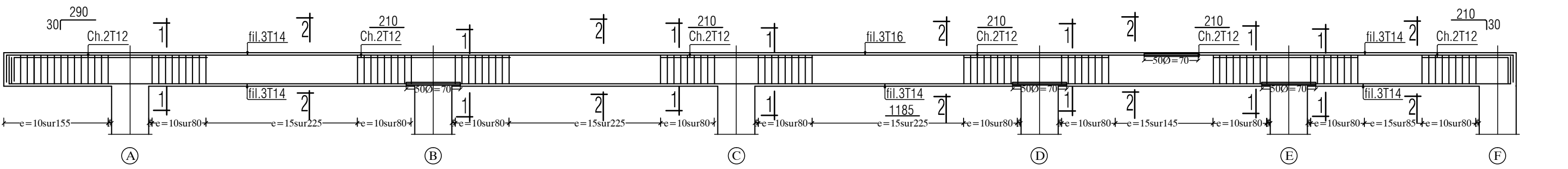


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadré par : Mme MOUBARAK	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

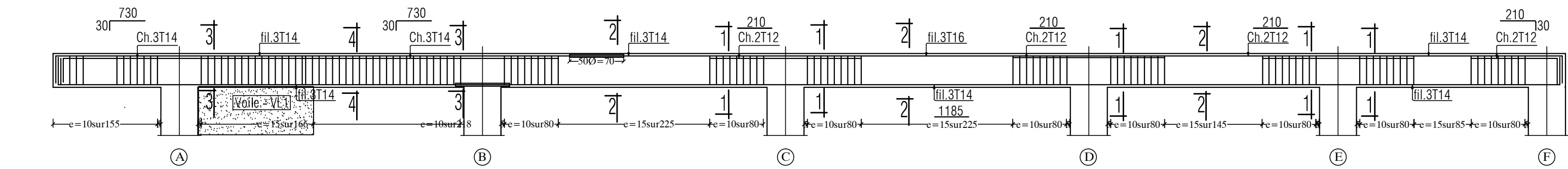
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fil : "4" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



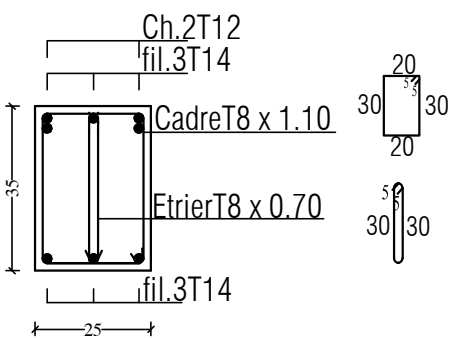
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fil : "5" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



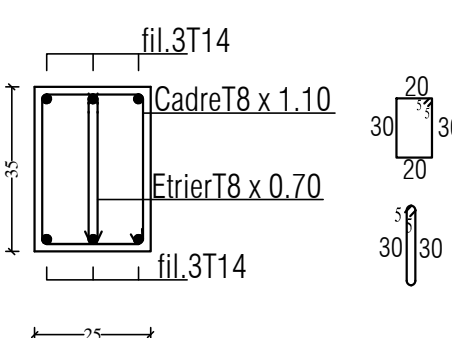
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fil : "6" - Niv. + 3,36 / + 6,42 / +9,48 / +12,54 / +15,6 / +18,66 / +21,72 / +24,78 / +27,84 / +30,9m .



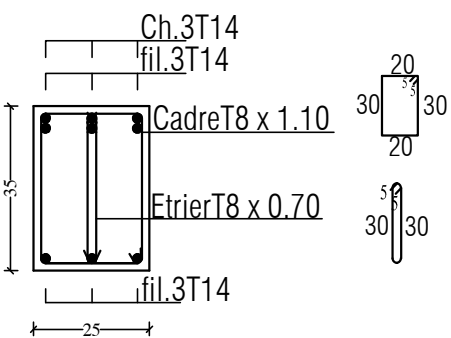
COUPE 1-1



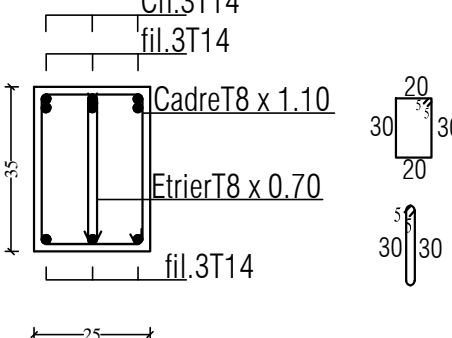
COUPE 2-2



COUPE 3-3

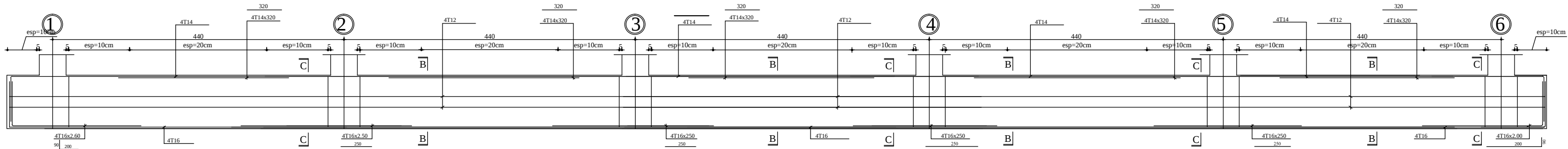


COUPE 4-4

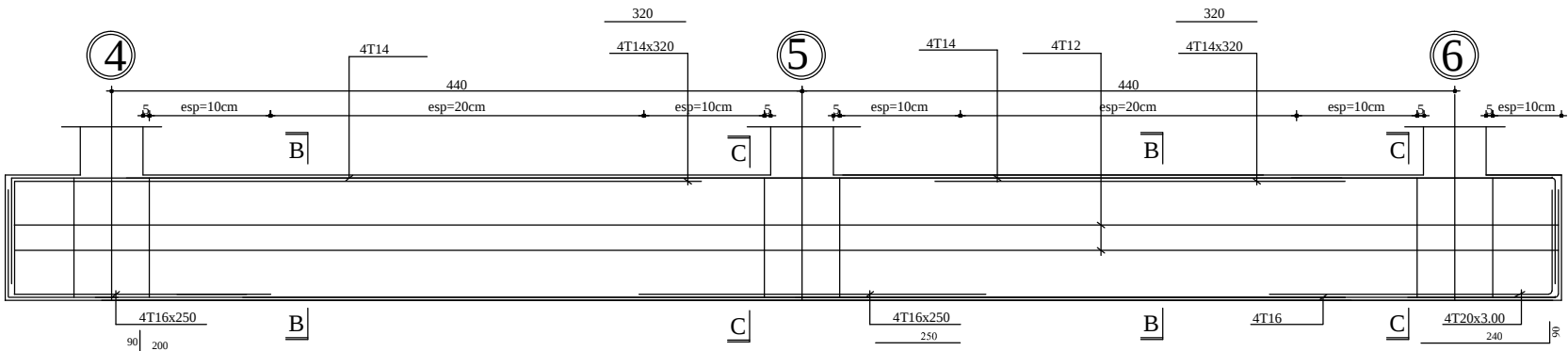


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
R°alis° par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadr° par : Mme MOUBARAK	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

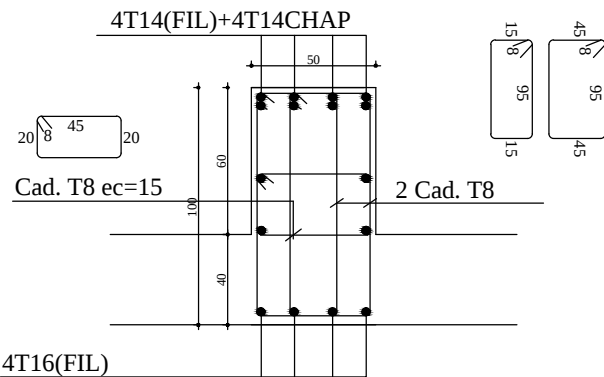
FERR. NERVEURE AXE *A*-*B*-*C*-*D* Niv:0,00m



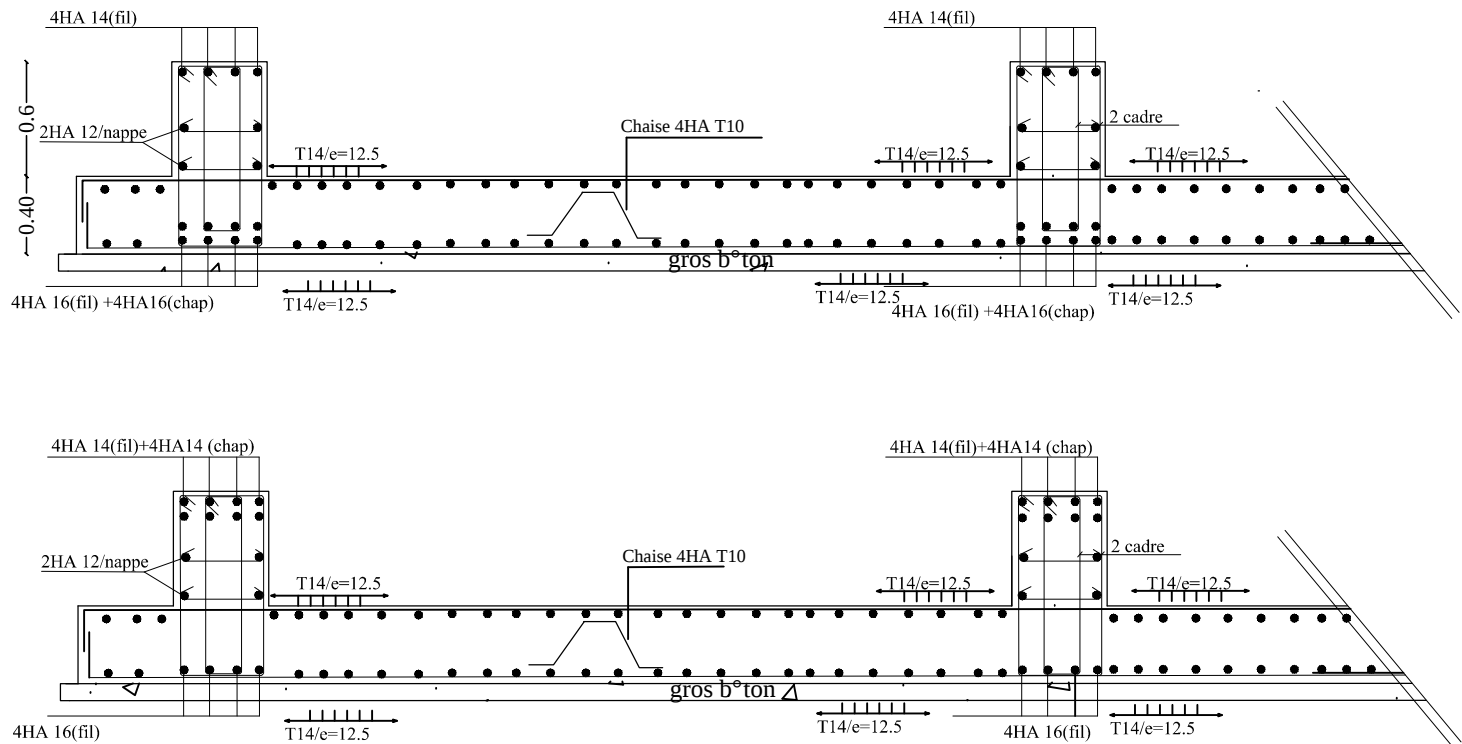
FERR. NERVEURE AXE *E*-*F* Niv:0,00m



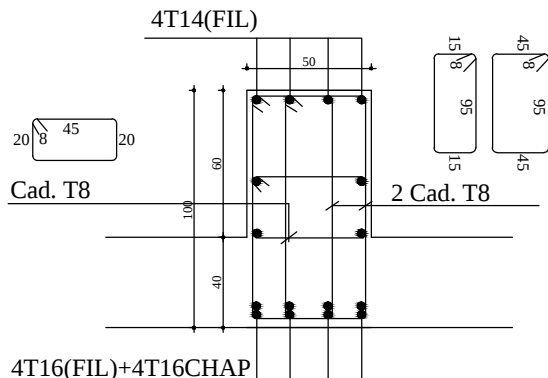
COUPE B-B



FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER Y-Y



COUPE C-C



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le b^o ton arm^e sera dos^e ©350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25MPa.
- b) Le b^o ton de propret^e sera dos^e ©150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
- e) Longueur de recouvrement est de 40 N
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .

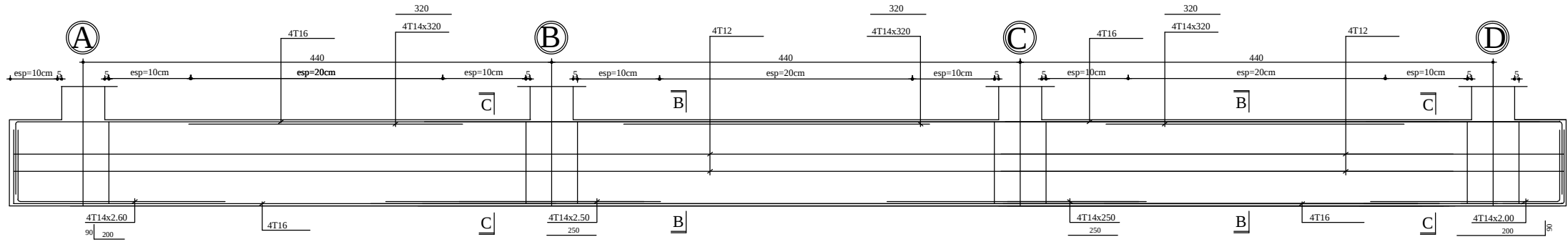
FERRAILLAGE DES NERVURES ET LA DALLE DE RADIER

Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD
Melle TAHI MALIKA
Encadré par : Mme MOUBARAK

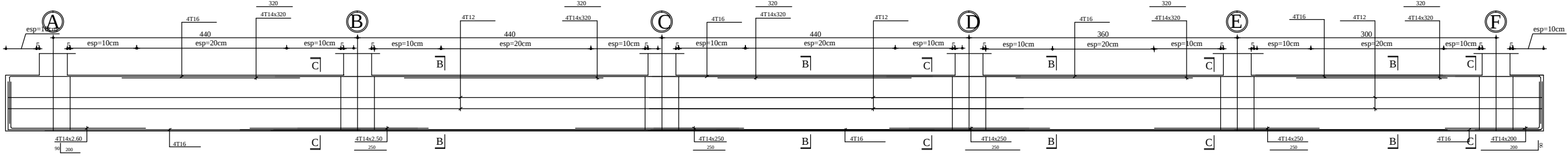
SITUATION: promotion :2018/ 2019

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

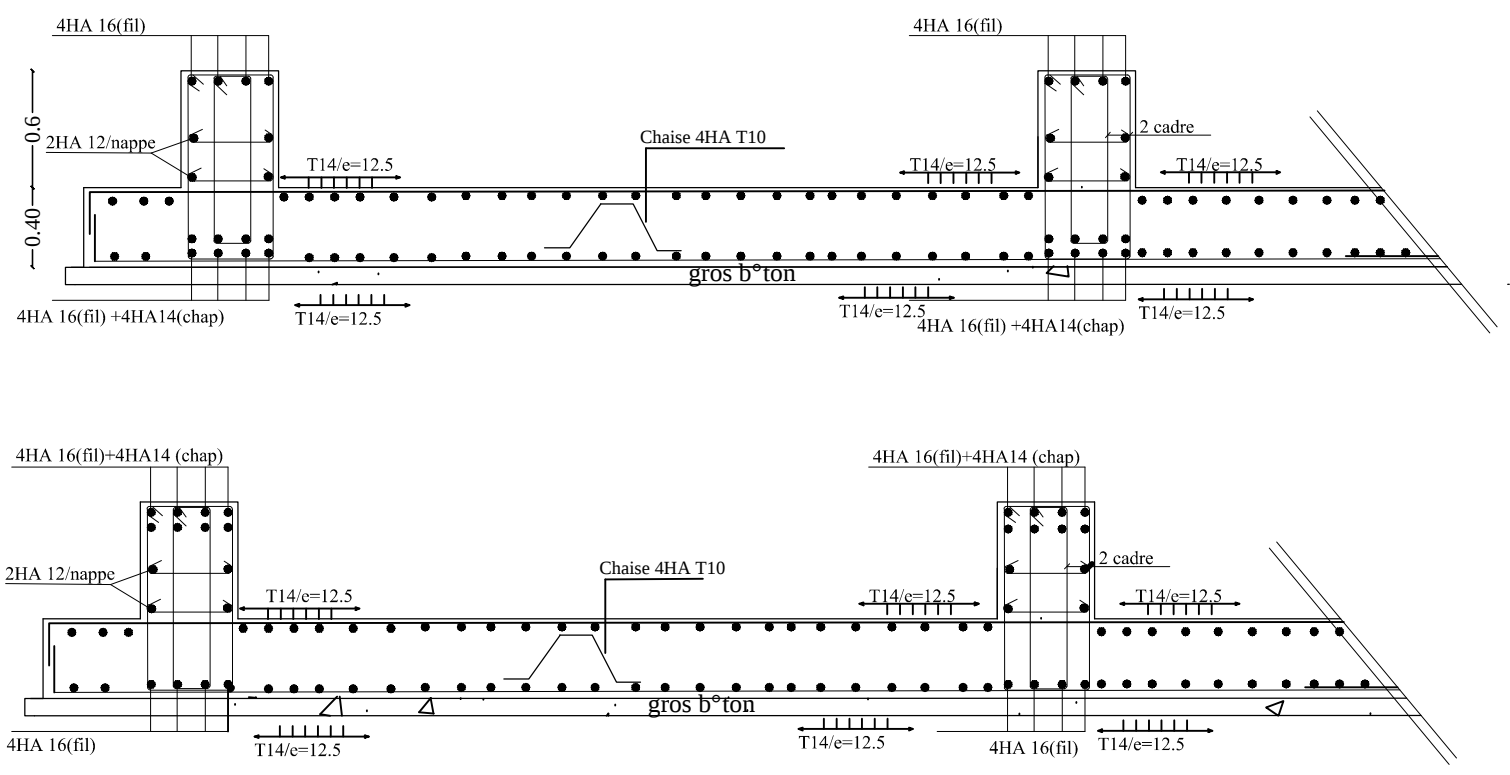
FERR. NERVEURE AXE *1* -*2*-*3* Niv:0,00m



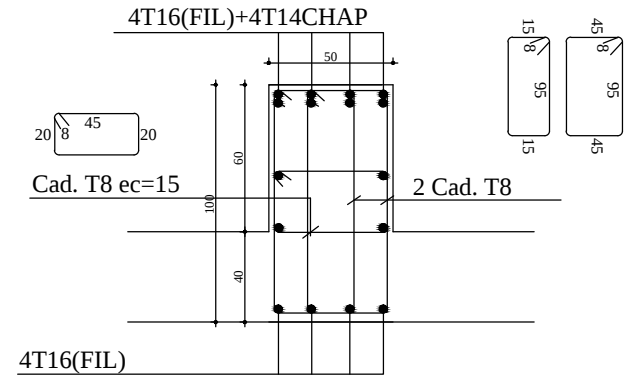
FERR. NERVEURE AXE *4* -*5*-*6* Niv:0,00m



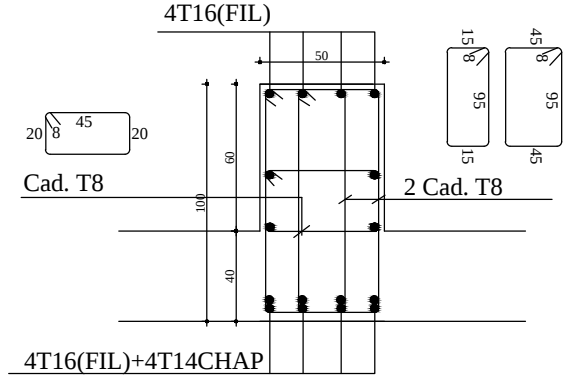
FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER X-X



COUPE B-B

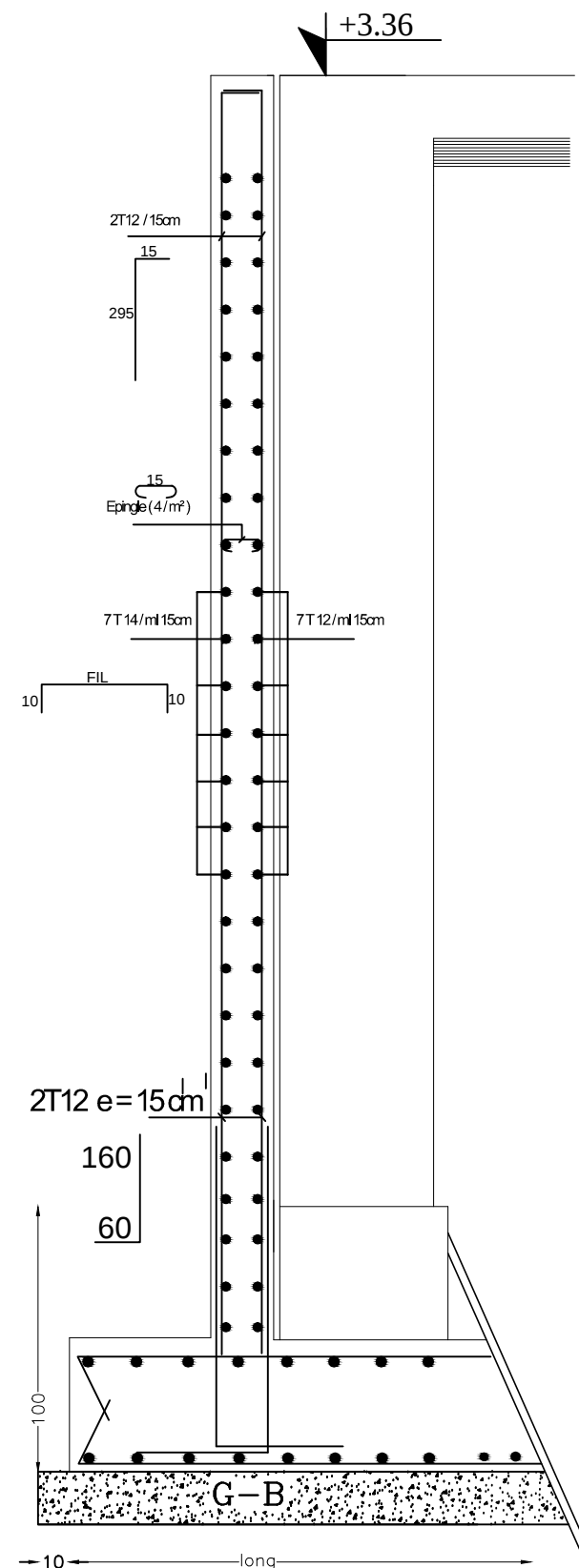
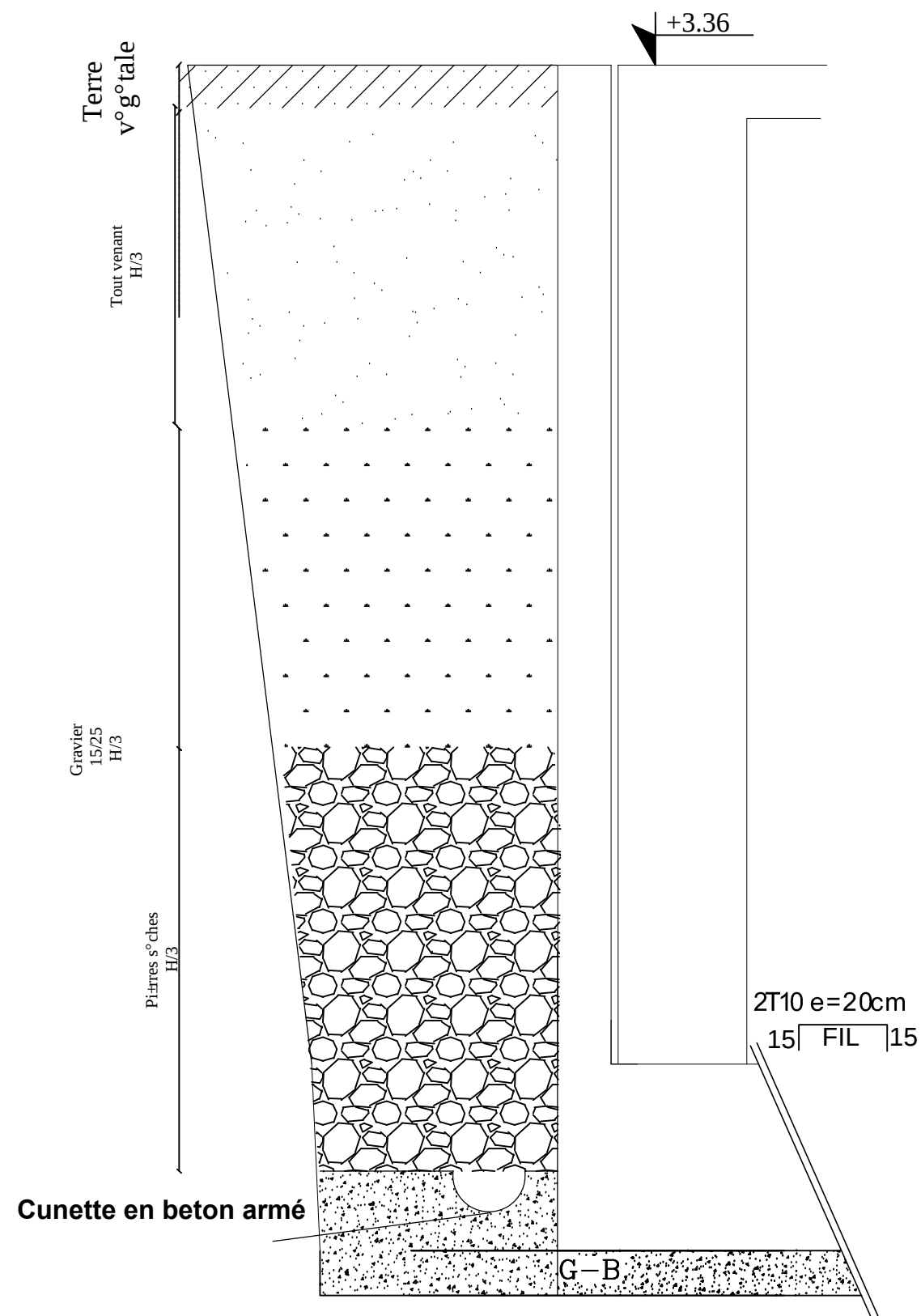


COUPE C-C



NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé @ 350 kg/m3 de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé @ 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 ̸
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .	
FERRAILLAGE DES NERVURES ET LA DALLE DE RADIER	
Réalisé par : Melle TOUDJI SOUAD Melle TAHI MALIKA Encadré par : Mme MOUBARAK	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	



NOTA:

Caract° ristique des mat° riaux :

- a) Le b° ton arm° sera dos° ©350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le b° ton de propret° sera dos° ©150 kg/m3 de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adh° rence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soud° s (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ñ
- f) Les poteaux sont coul° s en une seule fois pour chaque ° tage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE .

FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

R°alis° par : Melle TOUDJI SOUAD

Melle TAHI MALIKA

Encadr° par : Mm e MOUBARAK

SITUATION :

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

promotion :2018/ 2019