

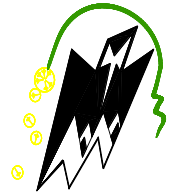
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Memoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC +05+02 S-sol) à usage commercial et habitation contreventé par voiles porteurs (Avec logiciel ETABS)



Etudié par :

M^r : DJOUDER Ali

M^{elle} : DJOUDER Nacera

Dirigé par : M^r : GHOULEM.K

Promotion
2018/2019

Remerciements

Au premier lieu, nous remercions

Dieu le tous puissant.

*En second, nos chers parents
de nous avoir aidé pour arriver au terme
de ce travail qui est le fruit de plusieurs
Années d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères
pour notre promoteur Mr GHOUILEM K
qui représente pour nous le guide et
l'exemple du sérieux dans le travail et du
savoir dans ce domaine.*

*Nous remercions tous les enseignants qui
ont contribué à notre formation ainsi tous
ceux qui de près ou de loin ont participé à
la réalisation de ce travail, sans oublier le
Personnel de la bibliothèque.*

*Nous remercions aussi les membres de
jury qui nous ferons l'honneur
de juger notre travail.*



Dédicaces

Je dédie se modeste travail à :

*Ames chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, **MERCI INFINIMENT.***

- ✓ *A mes chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs (HAKIMA ; ROZA)*
- ✓ *A ma chère sœur HADJILA qui ma vraiment aidé dans ce mémoire ; merci bien*
- ✓ *A toute ma famille **DJOUDE**.*
- ✓ *A tous mes chers amis (es) et proches (ASMA ; NACERA ; RACHIDA ; ZAHRA;HANANE² ; YAMINA ;....)*
- ✓ *A mon binôme et mon frère **ALI***
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

NACERA



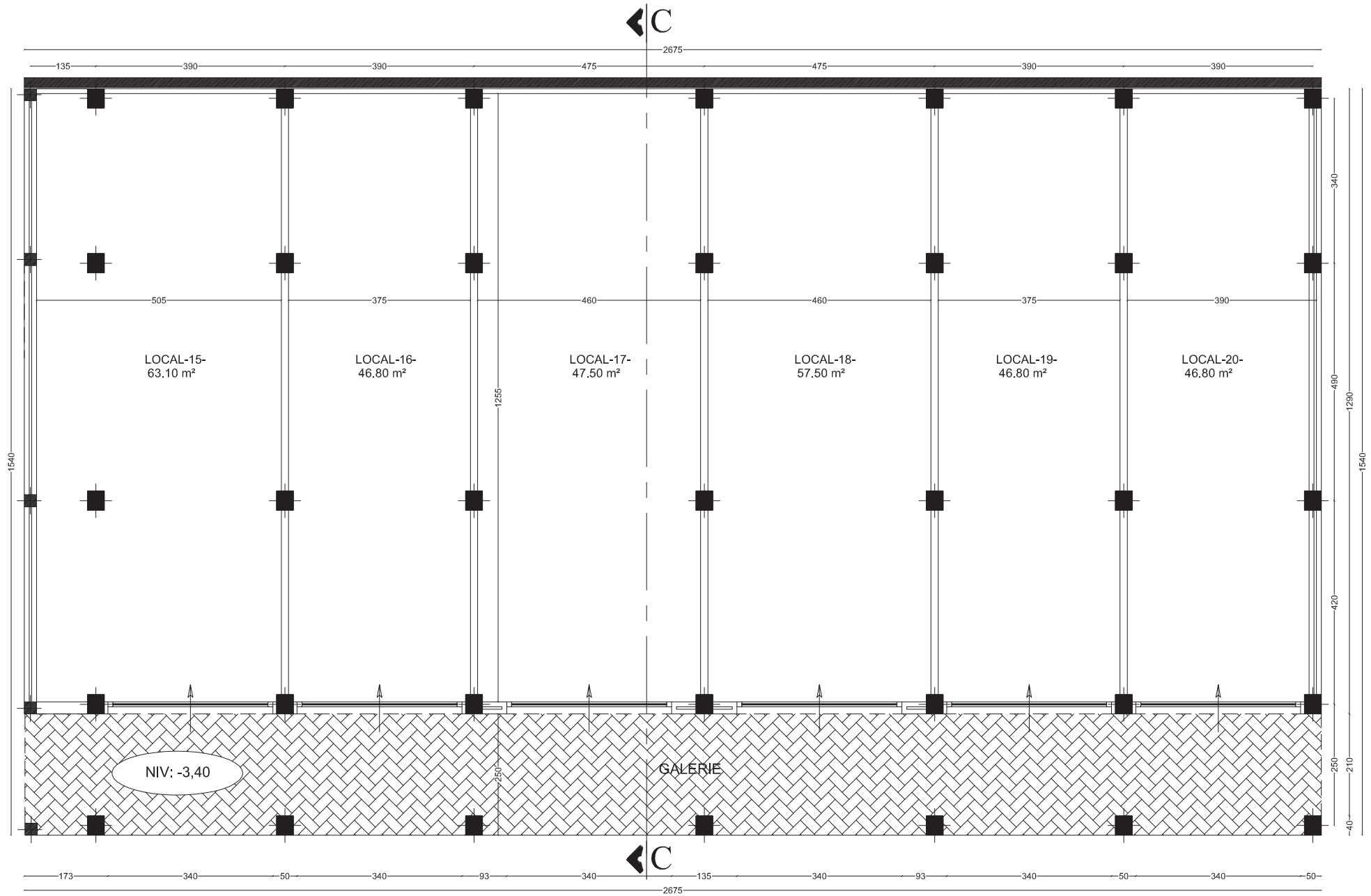
Dédicaces

Je dédie se modeste travail à :

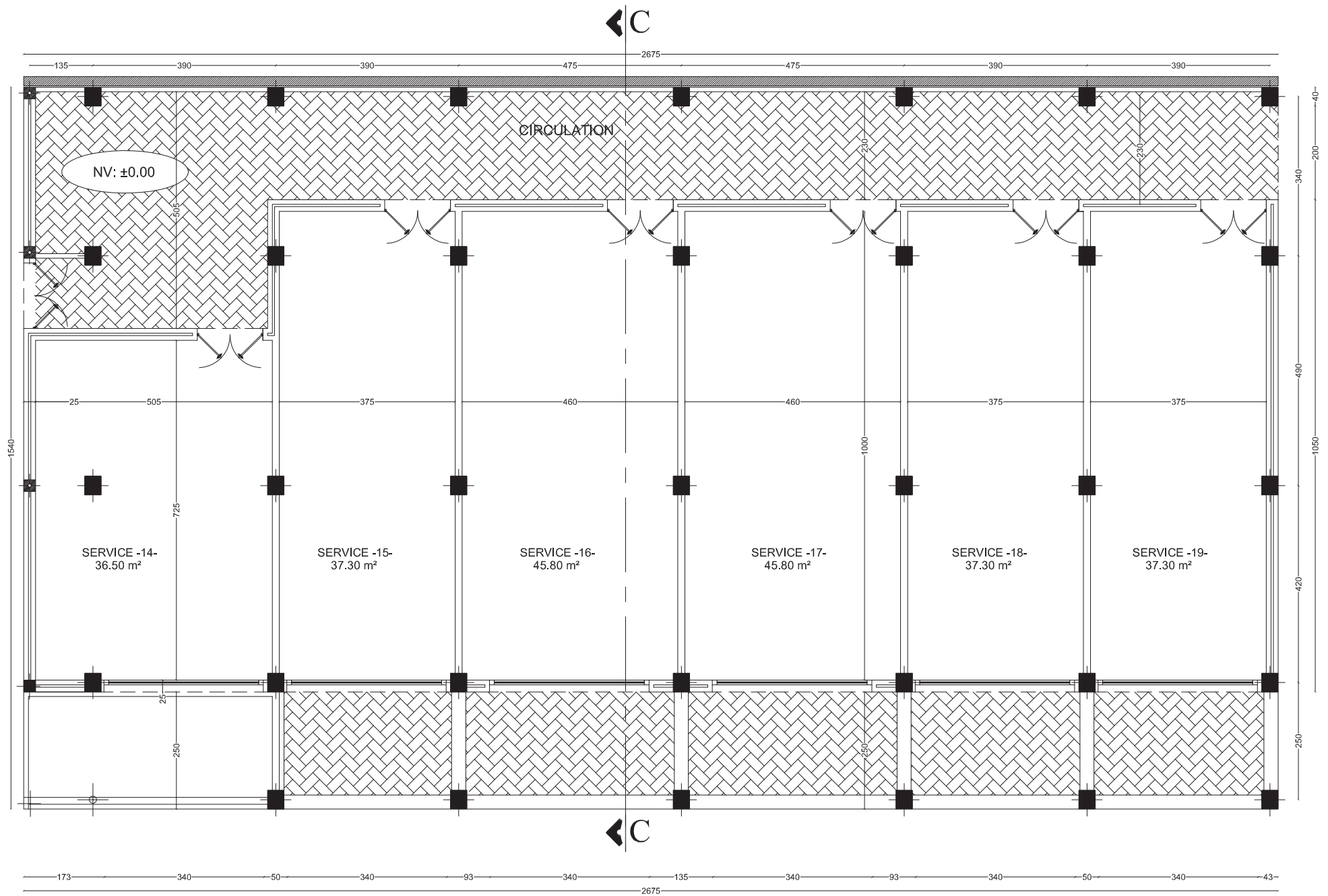
*Ames chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, **MERCI INFINIMENT.***

- ✓ *A mes chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs (HAKIMA ; ROZA)*
- ✓ *A ma chère sœur HADJILA qui ma vraiment aidé dans ce mémoire ; merci bien*
- ✓ *A toute ma famille **DJOUDE**.*
- ✓ *A tous mes chers amis (es) et proches*
- ✓ *A mon binôme et ma sœur **NACERA***
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

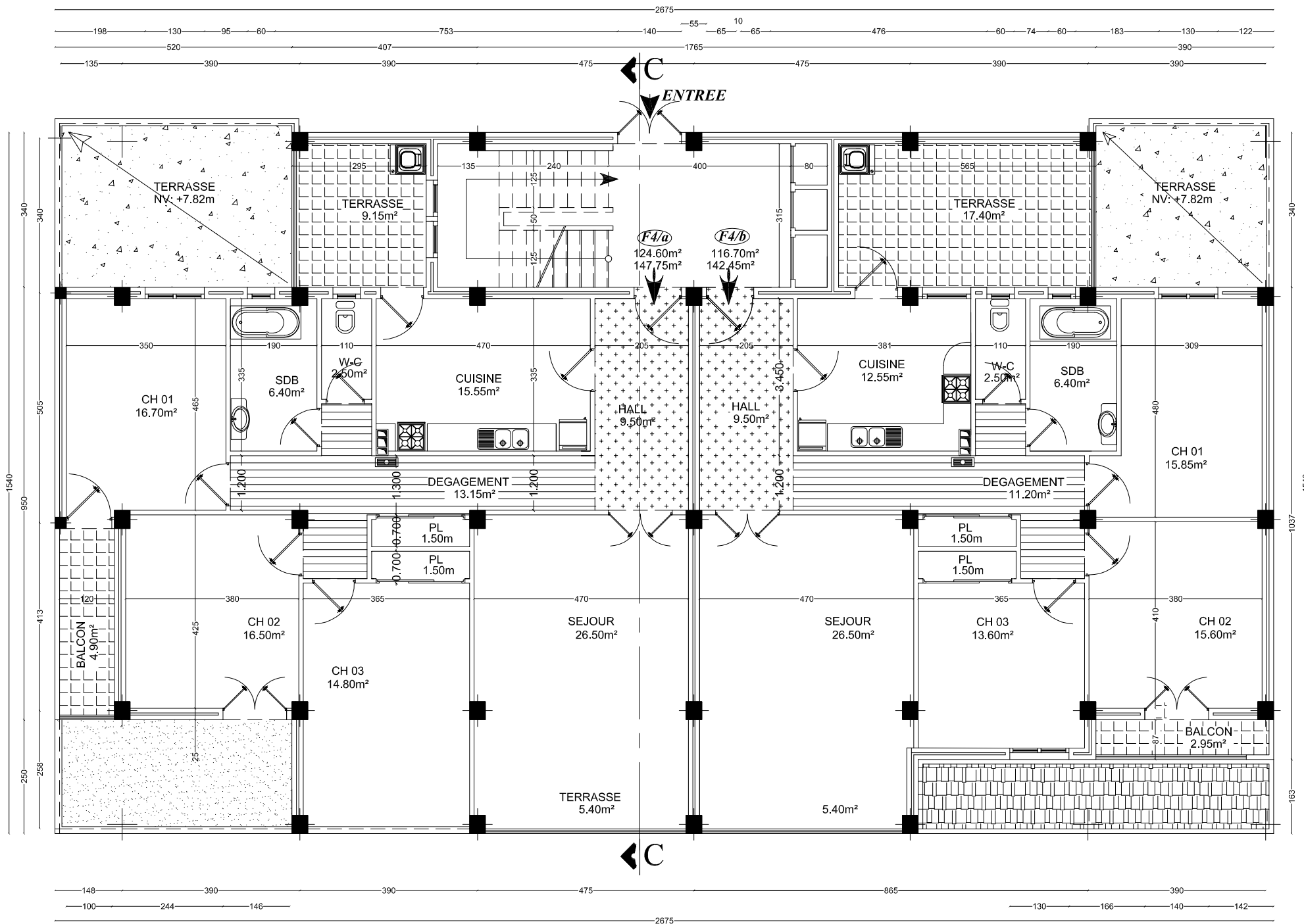
ALI



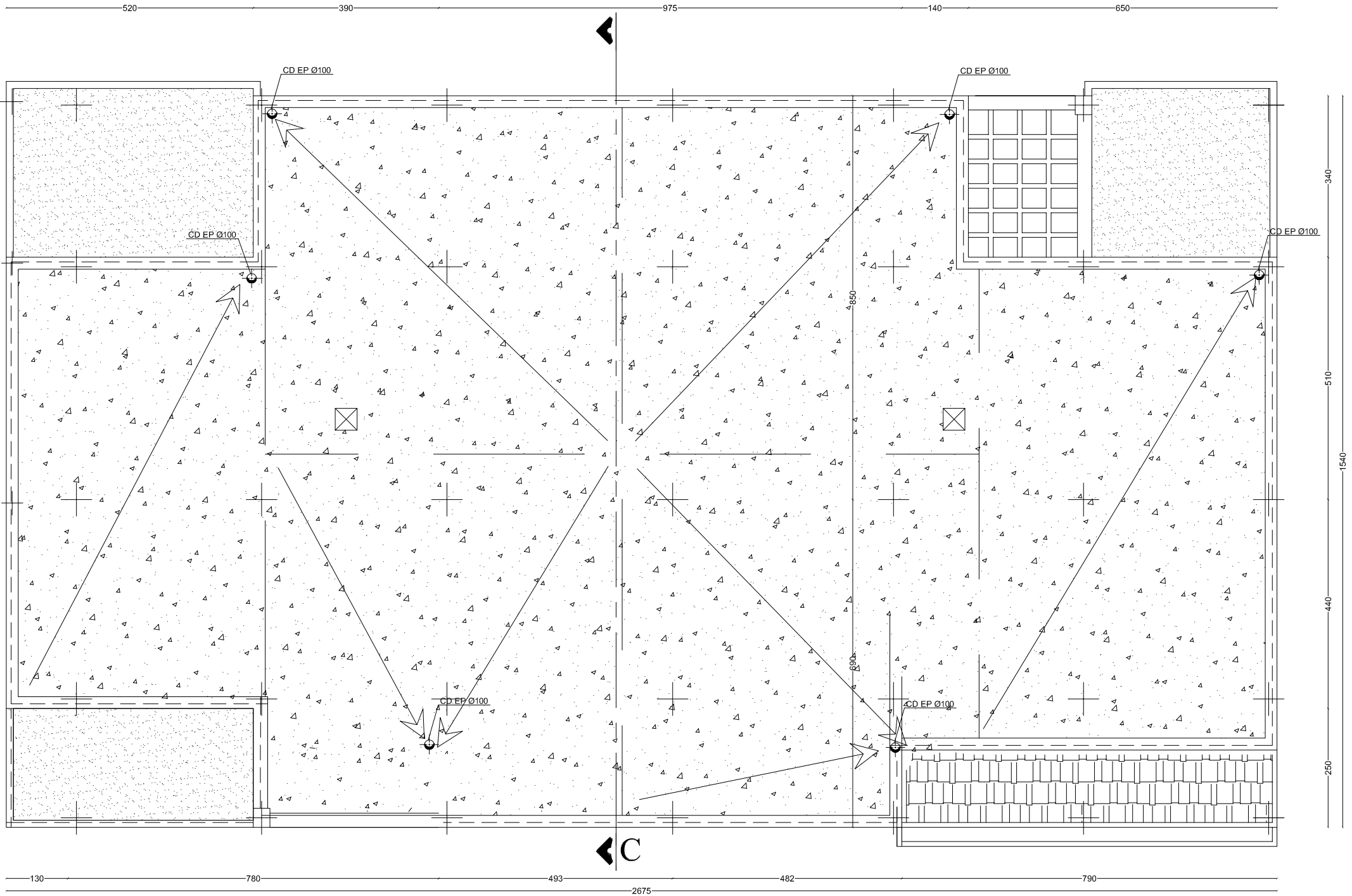
VUE EN PLAN SOUS-SOL 02



VUE EN PLAN SOUS-SOL 01



VUE EN PLAN R.D.C ET ETAGES COURANTS



520

390

975

140

650

340

510

1540

440

250

130

780

493

2675

482

790

VUE EN PLAN TOITURE

listes des tableaux

Chapitre I :

Tableau .I.1 : Valeurs de γ_b

Tableau. I. 2 : Valeur de θ

Chapitre II :

Tableau II.1. les charges permanentes revenant au plancher terrasse :

Tableau II.2. les charges permanentes revenant au plancher étage courant :

TABLEAU II. 3. les charges permanentes revenant aux murs extérieurs

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

TABLEAU II.5. Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de charges

TABLEAU II.7. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux.

TABLEAU II.8 section des poteaux :

TABLEAU II.9. EPAISSEUR DES VOILES

CHAPITRE III :

TABLEAU III.1.1- Les moments aux appuis et en travées

TABLEAU III.1.2- Les efforts tranchants :

TABLEAU III.1.3- Moments à ELS :

Tableau III.1.4- efforts tranchants à ELS

TABLEAU III.2.1. Résultats des efforts tranchants et moment fléchissant.

TABLEAU III.2.2. Résultats des efforts tranchants et moment fléchissant.

Chapitre IV :

Tableaux IV.1. Sens longitudinal: sens X-X

Tableaux IV.2. Sens transversal: sens Y-Y

Tableau : IV.3. Rigidités linéaires des poutres transversales :

Tableau : IV.4. Rigidités linéaires des poutres longitudinales

Tableau : IV.5. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal

Tableau : IV.6. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal

Tableau : IV.7. Rigidités par niveaux des portiques transversaux

Tableau : IV.8 Rigidités par niveau des portiques longitudinaux

Tableau : IV.9 Sens transversal : sens Y-Y

Tableau : IV.10 Sens longitudinal : sens X-X

Tableau IV.11- le déplacement dans le sens transversal
Tableau IV.12- le déplacement dans le sens longitudinal
Tableau IV.13. Résumé des inerties fictives des portiques

Chapitre VII :

Tableau VII-2: Ferrailage des poteaux sens transversal
Tableau VII-3: vérification état limite de compression du béton.
Tableau VII-4: vérification de la Condition de non fragilité
Tableau VII-1: Ferrailage des poteaux sens longitudinal.
Tableau VII.5 : Ferrailage finale des poteaux.

Chapitre VIII :

Tableau VIII-3:Ferrailage des poutres secondaires
Tableau. VIII.4. Armatures transversales
Tableau VIII.5 : Vérifications des contraintes à L'ELS

Chapitre X :

Tableau. X -1:résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.
Tableau. X -2:résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x ».
Tableau. X -3:résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y ».
Tableau. X -4: vérification de la stabilité du radier.
Tableau. X -5:Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.
Tableau X-6 : Vérification des contraintes dans le béton..
Tableau. X -7:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.
Tableau. X -8:charges revenant à la nervure à ELU.
Tableau. X -9:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.
Tableau. X -10:charges revenant à la nervure à l'ELS.
Tableau. X -11:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.
Tableau. X -12:charges revenant à la nervure à ELU.
Tableau. X -13:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.
Tableau. X -14:charges revenant à la nervure à ELU.
Tableau X.15 : Le ferrailage adopté pour la nervure.
Tableau X -16 : Vérification des contraintes à l'ELS.
Tableau X.17 : ferrailage du mur N°1.
Tableaux X.18 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°1
Tableau X-19 : ferrailage du mur N°2
Tableaux X.20 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°2.

listes des figures

Chapitre I :

FIGURE: I.1 Schéma descriptif du mur extérieur

FIGURE: I-2 : Diagramme contrainte- déformation (ELU).

FIGURE : I-3 : Diagramme des contrainte- déformation du béton

FIGURE : I-4 : Diagramme contrainte déformation

Chapitre II :

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

Figure : II.2. schémas descriptif de l'acrotère

Figure : II-3 : coupe de voile en élévation

Chapitre III :

Figure : III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps Creux.

Figure : III.1.2 : Treillis soudés (200×200) mm².

Figure :III.1.3 : Schéma de calcul de la poutrelle

Figure :III.1.4 : Schémas statique de la poutrelle

Figure :III.1.5 :types de poutrelles a calculé.

Figure : III.1.6 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis

Figure :III.1.7 :diagramme des moments et efforts tranchants à ELU :

Figure :III.1.8 :diagramme des moments et efforts tranchants à ULS

Figure : III.1.9- Schéma de l'ancrage courbe

Figure : III.1.10- Ferrailage de poutrelle

Figure:III..2.1 :Schéma de l'escalier

Figure :III.2.2. Schéma statique de l'escalier

Figure : III.2.3- schémas statique de l'escalier à ELU

Figure : III.2.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure : III.2.5 : schémas statique de l'escalier à ELS

Figure : III.2.6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

Figure : III.2.7- Ferrailage des escaliers :

Figure : III.3.1 : Schéma de la poutre palière.

Figure : III.3.2 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

Figure : III.3.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Figure : III.3.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure : III.4.1- Les dimensions de l'acrotère.

Figure : III.4.2 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure : III-4.3 : Coupe verticale et schéma statique de l'acrotère.

Figure : III.4.4. Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Figure : III.4.5- ferrailage de l'acrotère

Figure : III.5.2. Diagramme des efforts à ELU

Figure: III.5.3. ferrailage de balcon

Chapitre IV :

Figure : IV.1.voile longitudinal: sens X-X

Figure : IV.2.voile transversal: sens y-y

Figure : IV.3 Disposition des voiles

Figure : IV.4 Identification des paramètres.

Figure : IV.5.Centre de gravité d'un trapèze

Figure : IV.6 Diagramme des moments

Chapitre VII :

Figure: VII.1: Ferrailage Poteau 50x50

Figure : VII.2: Ferrailage Poteau 40X40

Chapitre IX :

Figure IX -1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre X :

Figure : X -1: Semelle filante.

Figure : X -2 : Diagramme des contraintes sous le radier.

Figure : X.3: Voile plaque de soutènement N°1

Figure : X .4: Diagramme des contraintes

Figure : X.5 : Voile plaque de soutènement N°2

Figure : X.6 : Diagramme des contraintes

Symboles et Notations.

1. Majuscules romaines :

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

2. Notations en minuscules romaines :

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

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

3. Notations en majuscules Grecques :

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

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....01-09

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Les planchers.....10
- Les poutres11
- Les poteaux12-20
- Les voiles21

Chapitre III : Calcul des éléments

- Les planchers22-47
- Les escaliers48-60
- La poutre palière61-67
- L'acrotère.....68-74
- Le balcon.....75-80

Chapitre IV : Etude de contreventement81-109

Chapitre V : modélisation sur l'étabs110-131

Chapitre VI: vérification aux RPA.....132-141

Chapitre VII : Ferrailage des poutres142-152

Chapitre VIII : Ferrailage des poutres153-159

Chapitre IX : Ferrailage des voiles160-173

Chapitre X: Etude de l'infrastructure

- fondation174-195
- Mur de soutènement.....196-207

Conclusion

Bibliographie

Introduction Générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles. Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de forte sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Ainsi, nous avons structuré notre travail en plusieurs chapitres. Le premier est consacré à la présentation géométrique du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre est dédié au pré dimensionnement des éléments structuraux ; tels que les voiles, les poteaux et les poutres tout en respectant les règles en vigueur. Au troisième chapitre nous avons procédé au calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, planchers.....etc.). Au quatrième chapitre nous avons étudié le contreventement

Le cinquième chapitre a porté sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul ETABS ce qui nous permettra d'extraire les efforts internes. Puis vérifier les résultats de logiciel aux « RPA » dans le sixième chapitre

Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le septième, huitième et neuvième chapitre.

Enfin, le dixième chapitre est consacré au calcul de l'infrastructure c'est à dire les fondations et le mur plaque prévu au niveau du sous-sol pour résister aux poussés des terres.

CHAPITRE I



presentation de l'ouvrage

Introduction

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

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

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+05 étages + 02 sous-sol) avec une terrasse inaccessible, à usage commercial et habitation ; pour nos calculs, on a à étudier une structure à voile porteur en béton armé

Ce bâtiment classé dans le groupe d'usage2 et sera implanté dans la wilaya de Boumerdès, qui est selon RPA 99 modifier 2003 une zone de forte sismicité (zone III)

I.2. Ossature et contreventement :

Le système structurel est conçu en portiques contreventés par des voiles dans les deux sens :

- Portique transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges et surcharges verticales
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) pour assure la stabilité de l'ouvrage

I.3. Les règlements utilisés :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

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

I.4. Caractéristiques géométriques :

- Longueur en plan direction dans le sens x15.40m
- Largeur en plan direction dans le sens y-y26.45m
- Hauteur du bâtiment26.18m
- Profondeur du sous 1.....3.40m
- Profondeur du sous 2.....4.42m
- Hauteur du RDC3.06m
- Hauteur d'étage1 ;2. 3 .4 .5.....3.06m

I.5. Caractéristiques du sol de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
 - Solution économique et facile à réaliser.
 - Type de construction.
 - Caractéristique du sol. contrainte admissible du SOL = 2bar
 - Charge apportée par structure.
- ✓ En ce qui concerne pour notre ouvrage, on opte pour des :
- Radier général nervuré.

I.6. Combinaison d'action (RPA 99 modifier 2003 CHAP 5 – ART -5.2) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- **0.8 G ± E (5-2)**
- **G +Q± E**
- **E .L.U : 1.35 G+ 1.5Q**
- **E.L.S : G+Q**

I.7. Les éléments de l'ouvrage :

- **Les fondations :**

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

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

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

- **Planchers :**

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

- **Fonction de résistance mécanique :**

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

- **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

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

- **Les Voiles :**

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

- **L'acrotère :**

La terrasse est entourée d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

- **Remplissage :**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 8 cm.
- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

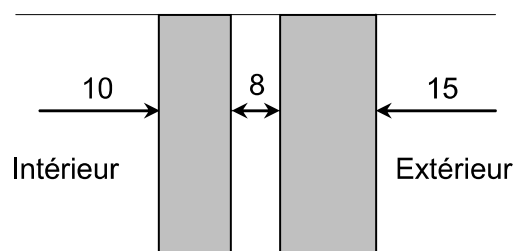


Figure : I.1 Schéma descriptif du mur extérieur

- **Balcons :**

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

- **Les escaliers :**

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

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

- **Revêtement :**

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

- **Système de coffrage :**

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

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.8.1. Le béton :

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau.

Il est fabriqué suivant une étude de composition établit par le laboratoire

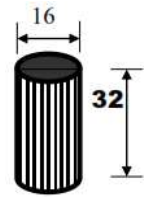
Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie ; le dosage de ciment ; la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton ; dans le cas courant le béton utilisé est dosé à 350 Kg /m³ de ciment portland artificiel 325(CPA 325).

Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m³ est comme suite :

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

- Gravions : 750 à 850L (Dg=25mm)
- Sable : 380 à 450L (Dg=5mm)
- Ciment : 300à400Kg /1m³.
- 150 à 200L d'eau.



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

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

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($d = 16\text{ cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32\text{ cm}$)

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa.}$$

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

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

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

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{à } j = (28j) \quad (\text{Art. A.2.1, 12.BAEL 91 modifiées 99})$$

$$\text{D'où} \quad f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1\text{Mpa.}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

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

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

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

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

d. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

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

e. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative

longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = -\frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$.

Il est pris égal à :

- $\nu=0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f. les états limites :

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

- **état limite ultime de résistance :**

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

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

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

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

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

Valeur de coefficient γ_b	Situation
1.5	Courante
1.15	Accidentelle

Tableau .I.1 : Valeurs de γ_b

Valeurs de coefficient θ	Durée probable d'application de la combinaison d'action
0.85	< 1 heure
0.90	1H < θ < 24 H
1	>24H

Tableau. I. 2 : Valeur de θ

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

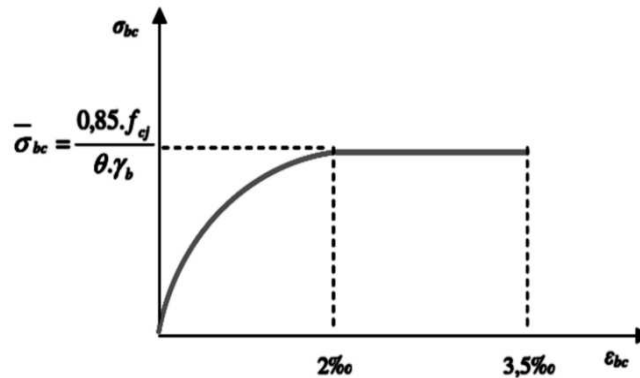


FIGURE I-2 : Diagramme *contrainte- déformation (ELU)*.

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

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

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

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

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

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

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

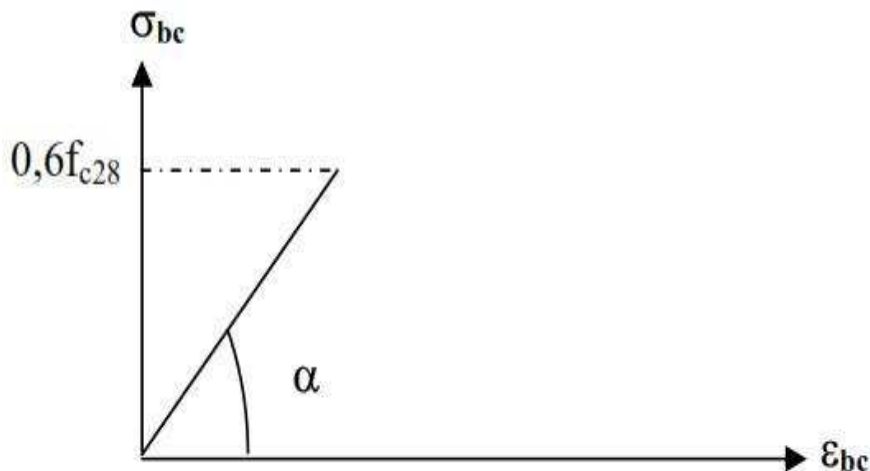


FIGURE I-3 : Diagramme *des contrainte- déformation du béton*.

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

Elle est donnée par :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d$$

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d=h-c$

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

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

I.8.2. **Acier :**a. **généralité :**

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

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

Principales caractéristiques des aciers	
Barres à haute adhérence	
	HA
Nuance FeE	400
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480
Allongement de rupture	1,4%
Coefficient de fissuration	1,6
Coefficient de scellement	1,5
Treillis soudés	
	TS
Nuance FeE	520
Limite d'élasticité f_e (MPa)	520
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550
Allongement de rupture	0,8%
Coefficient de fissuration	1,3
Coefficient de scellement	1

b. module d'élasticité longitudinale E_s :

Il est pris égal à 2.10^5 Mpa.

c. contraintes limites σ_{st} :**A L'ELU :**

L'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ t'elle que } \gamma_s \text{ est un coefficient de sécurité pris égale à :}$$

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues en fonction de la fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** :(Art A.4.5.32/BAEL91)

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **Fissuration préjudiciable** :(Art A.4.5.33/BAEL91)

Cas des éléments exposés aux intempéries risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable** :(Art 4-5.34/BAEL91)

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre < à 6mm

$\eta=1.6$ pour les hauts adhérences(HA)

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

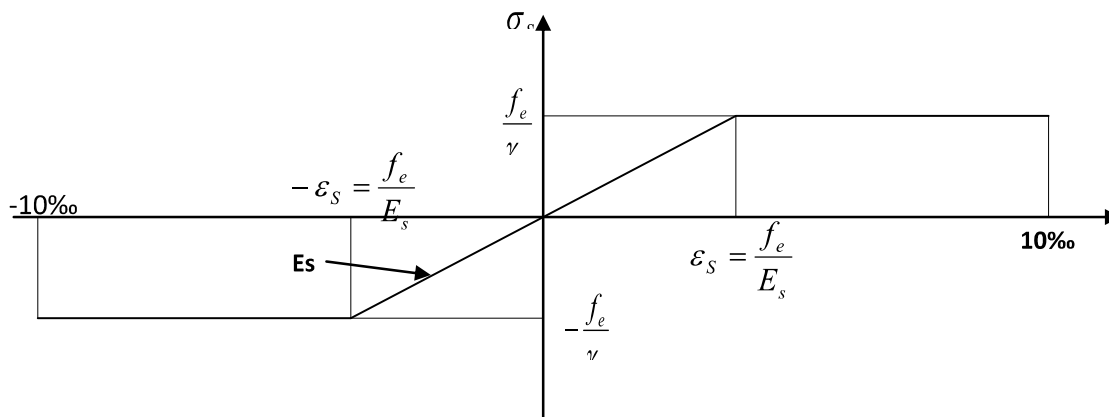


FIGURE I-4 : Diagramme *contrainte déformation*.

e. Enrobage (protection des armatures) :

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

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

CHAPITRE II



pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

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

II. Pré- dimensionnement:

II.1. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux ; capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments de contreventement.

Les planchers sont deux types :

a. Planchers à corps creux :

Il est constitué de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulé sur place et ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée.

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

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

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

ht: Hauteur total du plancher.

On a : $L_{\max} = 475 - (15 + 15) \text{ cm}$. $h_t = \frac{4.75 - (0.15 + 0.15)}{22.5} = 19.77 \text{ cm}$.

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

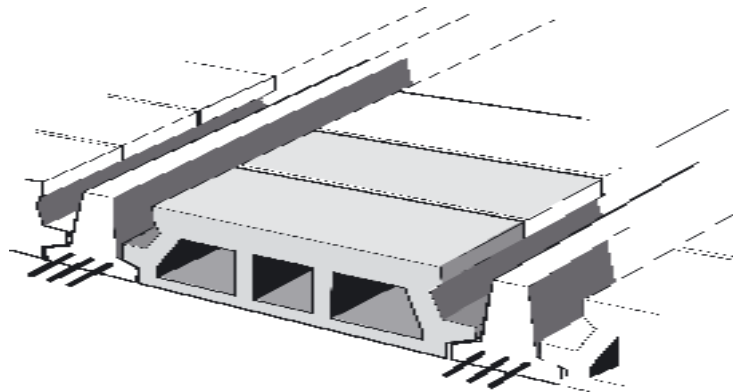


Figure II.1: figure d'un plancher en corps creux.

b. Les dalles pleines :

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

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

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

II.2. Les portiques :

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

II.2.1 Poutres :

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

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

Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

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

Avec :

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

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

Et elles sont vérifiées par le *R.P.A99 version2003. (Art 7.5.1)* :

Largeur $b \geq 20$ cm.

Hauteur $h \geq 30$ cm.

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

Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

Tel que b_1 est la largeur du poteau.

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

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

$$\text{On a } L_{\max} = 505 - 2(15) = 475 \text{ cm.}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \text{d'ou} \quad 31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend $h = 40$ cm.

La largeur de la poutre : $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$ $16 \leq b \leq 28$

On prend $b = 30$ cm et $h = 40$ cm.

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

Vérification relatives aux exigences du (*RPA 99*), on constate que toutes les conditions sont vérifiées

- ✓ $b = 30 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée
- ✓ $h = 35 \text{ cm}$ $35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée
- ✓ $h/b = 35/30 = 1.16 \text{ cm}$ $1.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ condition vérifiée

b. Pré-dimensionnement de la poutre secondaire:

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est :

On a $L_{\max} : 475 - 2(15) = 445 \text{ cm}$.

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \quad \text{d'où} \quad 29.66 \leq h \leq 44.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre : $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$ $14 \leq b \leq 24.5$

Pour les mêmes raisons que les poutres principales

On prend $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 35 \text{ cm}$.

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

D'où

Poutre principale : $30 \times 40 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

II.2.2. LES POTEAUX :

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

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

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

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

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

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

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

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

Min (b, h) ≥ 30 cmen zone III.

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

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

Remarque :

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

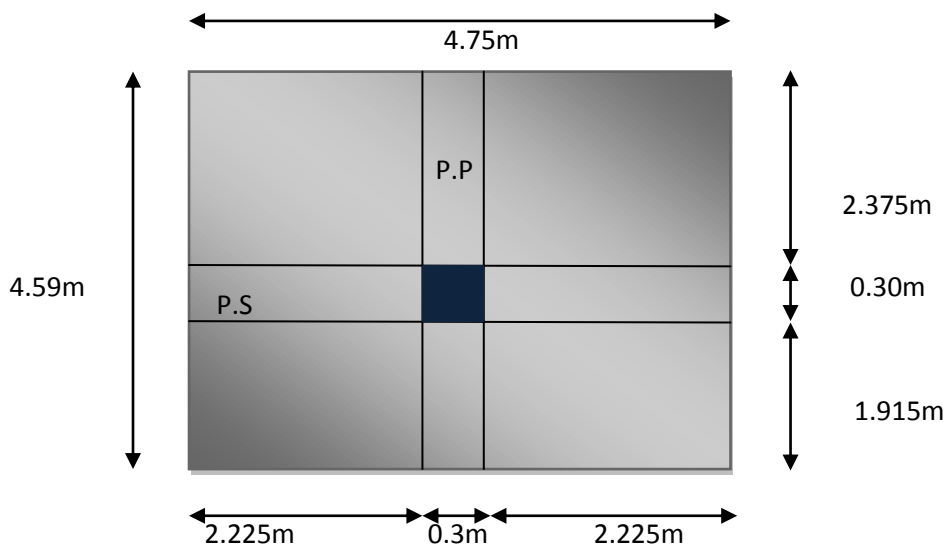
II.2.2.1 Descente de charges :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surface attribuées a chaque éléments porteur (poutre poteau et voile) appelée surface d'influence

a. Surface d'influence :

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



PP: poutre principal

Ps : poutre secondaire

$S_{brute} = 4.75 \times 4.59 = 21.8m^2$

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

$S_{nette} = 2 (2.225 \times 1.915) + 2(2.225 \times 2.375) = 8.52 + 10.56 = 19.08 m^2$

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

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure en tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

- Les charges permanentes

Les planchers : Plancher terrasse :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Gravieron de Protection	5	17	0.85
2. Etanchéité Multicouche	2	6	0.12
3. Béton en Forme de Pente	7	22	2.2
4. Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5- Dalle en corps creux (16+4) cm	20	14	2.8
6- Enduit de plâtre	2	10	0.2
			G_T=6.33

Tableau II.1. les charges permanentes revenant au plancher terrasse :

Plancher étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44	
2. Mortier de pose	2	20	0.40	
3. Couche de sable	2	18	0.36	
4. Plancher en corps creux	20	14	2.95	
5. Enduit en plâtre	2	10	0.25	
6. Cloisons	10	10	1.00	
Totale			5.40	

Tableau II.2. les charges permanentes revenant au plancher étage courant :

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

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

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

TABLEAU II. 3. les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Murs intérieurs :

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

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

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

Eléments	Q [KN/m ²]
Terrasse ou toiture	1.0
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Pour le dallage	2.5 et 1.5
Plancher de l'étage de service	2.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	1.0
Locaux	3.5

TABLEAU II.5. Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

L'acrotère :

Calcul de son poids propre :

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,05 \times 0,15) / 2] \times 25$$

$$G = 1.78.KN / ml.$$

Dimension de l'acrotère

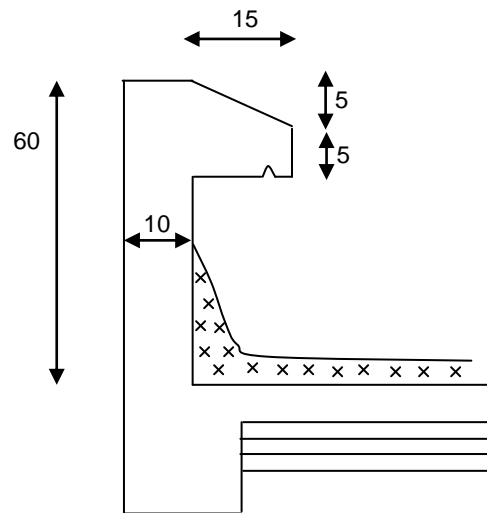


Figure II.2. schémas descriptif de l'acrotère

- **Les charges d'exploitations :**

c. Calcul des poids :

Charges permanentes :

Terrasse inaccessible $P = G \times S = 6.33 \times 19.08 = 120.77 \text{ kN}$

Étage courant $P = G \times S = 5.40 \times 19.08 = 103.03 \text{ kN}$

- **Poids des poutres :**

Poids des poutres principales $P_{pp} = (0.3 \times 0.4) \times (5.05 - 0.3) \times 25 = 14.25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $P_{ps} = (0.3 \times 0.35) \times (4.75 - 0.3) \times 25 = 11.68 \text{ kN}$

D'où le poids total des poutres **$P_t = 14.25 + 11.68 = 25.93 \text{ kN}$** .

- **Poids des poteaux :**

Étage courant : $P = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.88 \text{ kN}$

RDC : $P = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.88 \text{ kN}$

Sous-sol1 : $P = 3.40 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 7.65 \text{ kN}$

Sous-Sol2 $P = 4.42 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 9.94 \text{ kN}$

- **Surcharges d'exploitation :**

Terrasse inaccessible: $Q_0 = 1 \times 19.08 = 19.08 \text{ kN}$

Plancher d'étage courant: $Q_1 = \dots \dots \dots Q_5 = 1.5 \times 19.08 = 28.62 \text{ kN}$

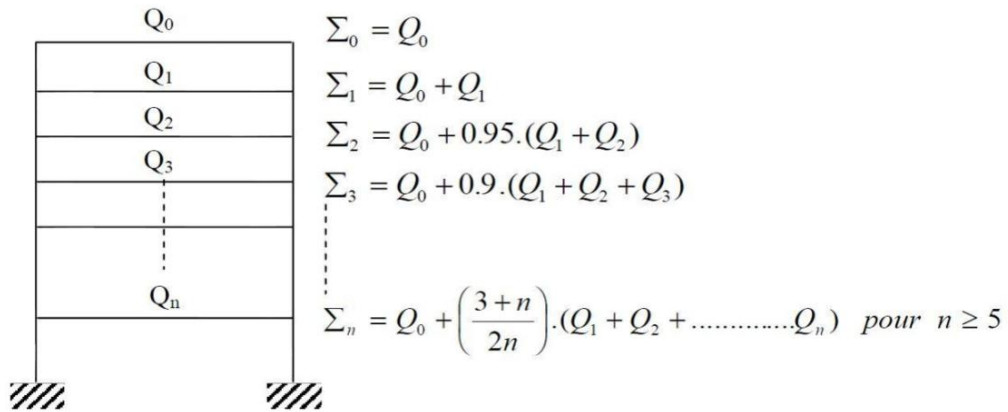
Plancher sous-sol1: $Q_6 = 2.5 \times 19.08 = 47.7 \text{ kN}$

Plancher de sous-sol2 : $Q_7 = 3.5 \times 19.08 = 66.78 \text{ kN}$

II.2.2.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Selon les règles du *BAEL91* et vu le nombre d'étages de notre ouvrage ($n > 5$), une dégression de charge sera effectuée comme suit :

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



- Coefficients de dégression de charges

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

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de charges

- NIV 5 $Q_0=19.08$ [KN].
- NIV4 : $Q_0+Q_1=19.08+(1.5 \times 19.08)=47.7$ [KN].
- NIV 3 : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=19.08+0.95(28.62 \times 2)=73.458$ [KN].
- NIV 2 : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=19.08+0.90(28.62 \times 3)=96.354$ [KN].
- NIV 1 : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19.08+0.85(28.62 \times 4)= 116.388$ [KN].
- RDC : $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=19.08+0.80(28.62 \times 5)=133.56$ [KN].
- SS1 : $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.08+0.75(28.62 \times 5+2.5 \times 19.08)=162.18$ [KN]
- SS2 ($Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=19.08+0.714[(28.62 \times 5+ (2.5 \times 19.08) + (3.5 \times 19.08))]=202.99$ KN

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								Sections des poteaux [cm ²]	
	G plancher	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptées}
Terrasse	120.77	25.93	0	146.70	146.70	19.08	19.08	165.78	110.52	40X40
4	103.03	25.93	6.88	135.84	228.35	28.62	47.7	276.05	184.03	40X40
3	103.03	25.93	6.88	135.84	364.19	28.62	73.45	437.64	291.76	40X40
2	103.03	25.93	6.88	135.84	500.03	28.62	96.35	596.38	397.58	40X40
1	103.03	25.93	6.88	135.84	635.87	28.62	116.38	752.25	501.5	40X40
RDC	103.03	25.93	6.88	135.84	771.71	28.62	133.56	905.27	603.51	45X45
SS01	103.03	25.93	7.65	136.61	908.32	47.7	162.18	1070.5	713.66	45X45
SS02	103.03	25.93	9.94	138.9	1047.22	66.78	202.99	1250.21	833.47	45X45

TABLEAU II.7. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux.

II.2.3. Vérification :

a. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003.

- ✚ Min (b1, h1) ≥ 25cm.....en zone I et IIa
- ✚ Min (b1, h1) ≥ 30cm.....en **zone III** et IIb → c'est notre cas
- ✚ Min (b1, h1) ≥ he/20
- ✚ $\frac{1}{4} < b1 / h1 < 4$

Avec : b1 et h1 les dimensions des poteaux, he : hauteur d'étage

Niveaux	Section	Min(b1,h1)	Min(b1,h1) > 30cm	He	Min(b1,h1) > $\frac{he}{20}$	$\frac{b1}{h1}$	$\frac{1}{4} < b1/h1 < 4$
Terrasse	40X40	40	OK	2.86	OK	1	OK
4	40X40	40	OK	2.86	OK	1	OK
3	40X40	40	OK	2.86	OK	1	OK
2	40X40	40	OK	2.86	OK	1	OK
1	40X40	40	OK	2.86	OK	1	OK
RDC	45X45	45	OK	2.86	OK	1	OK
SS1	45X45	45	OK	3.20	OK	1	OK
SS2	45X45	45	OK	4.22	OK	1	OK

TABLEAU II.8 section des poteaux :

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

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

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

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

Pour les poteaux (35x35): $\frac{752.25}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.18 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux (40x40) : $\frac{1250.21}{(45 \times 45 \times 2.5)} = 0.24 < 0.3$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification des poteaux au flambement

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

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

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : élanement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

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

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

B : section du poteau.

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

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

l_0 : hauteur libre du poteau

❖ Application numérique

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

$l_f = 0.7 \times 3.20 = 2.24$ m pour le poteau de sous-sol 1

$l_f = 0.7 \times 4.22 = 2.954$ m pour le poteau de sous-sol 2

Pour les étages courants :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{2.002 \cdot 10^2}{12.99} = 17.34 < 50$$

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

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 14.23 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{2.954 \cdot 10^2}{14.23} = 20.75 < 50$$

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

II.2.4. les voiles :

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

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

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

Avec :

L : portée min des voiles.

e : épaisseur des voiles

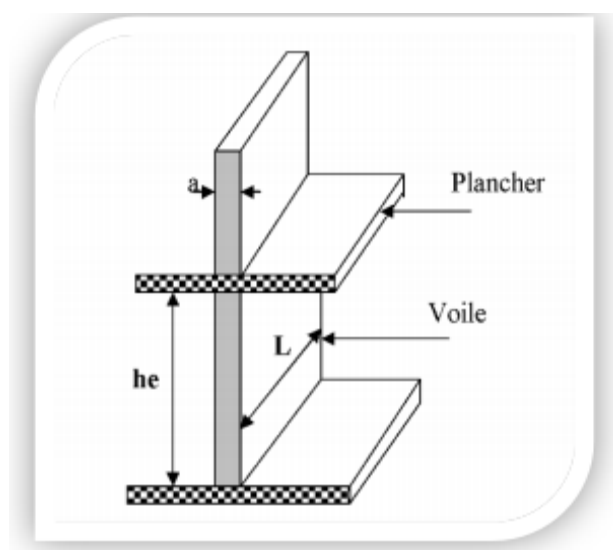
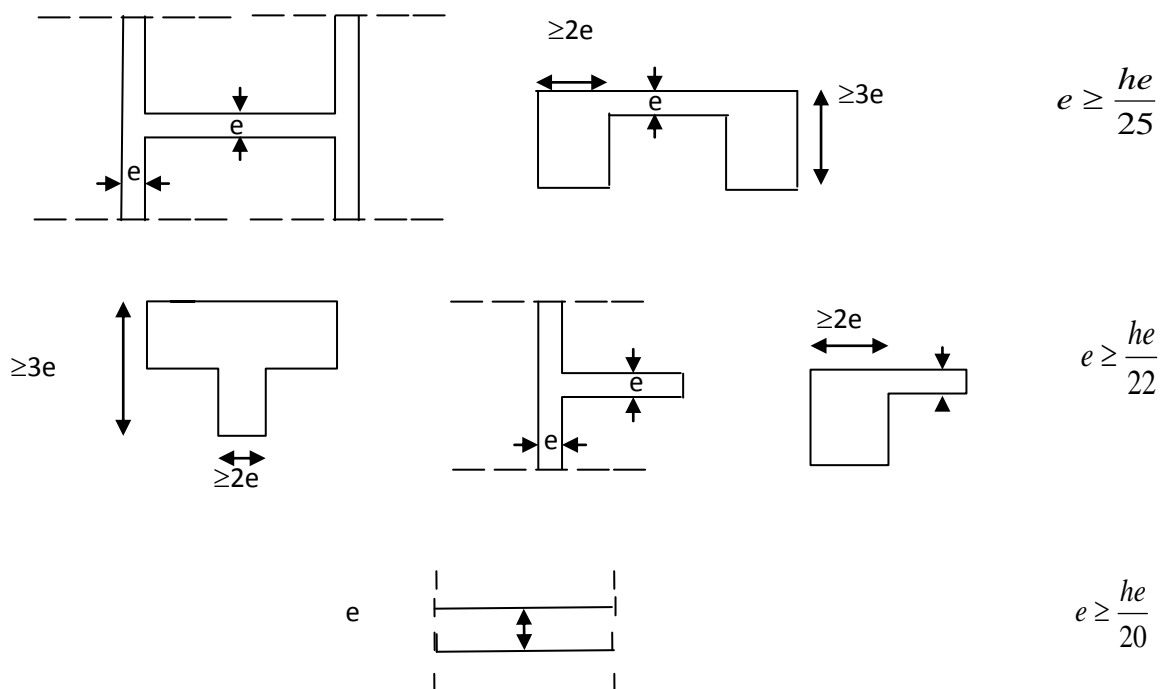


Figure II-3 : coupe de voile en élévation

D'après le RPA99 version 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a- L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

Dans notre cas, $e \geq h_e / 20$

h_e = étage - e (épaisseur de la dalle)

	SOUS-SOL1	SOUS-SOL2	RDC	ETAGES COURANTS
Hétage	340	442	306	306
E	20			
He	320	382	286	286
E	16	19	14.3	14.3

TABLEAU II.9. EPAISSEUR DES VOILES

On opte pour des voiles d'épaisseur : $e = 20\text{cm}$

b- Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1) :

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leur longueur L doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4e$

$$\checkmark \quad 4e = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

On prend : $L_{\min} = 100\text{cm}$

CHAPITRE III



calcul des éléments secondaires

Introduction :

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

III.1- Etudes des planchers :

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

Le plancher à corps creux est constitué de :

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

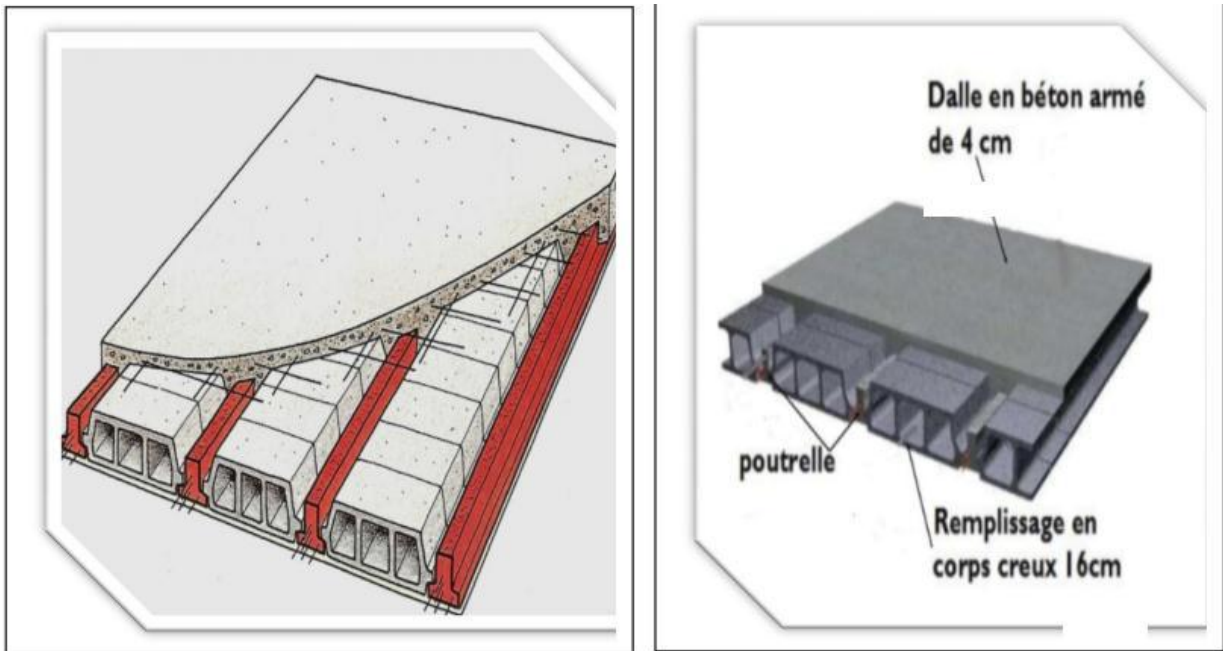


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps Creux.

III.1.1- Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : L = 65cm ; distance entre axes des poutrelles.

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 4T5 = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

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

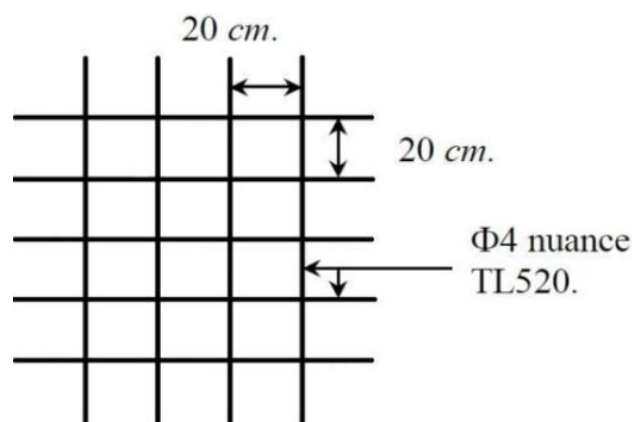


Figure III.1.2 : Treillis soudés
(200×200) mm².

III.1.2 -Etude de la poutrelle :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12 ×4) cm².

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie. Elles sont calculées comme des poutres en T dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles. Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

a- Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

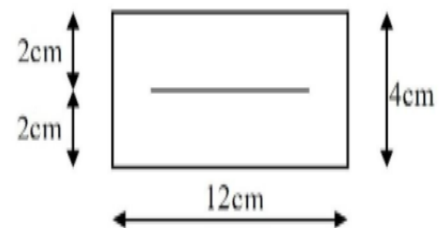
La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m² et celui de la main d'œuvre.

Poids propre de la poutrelle : $P_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $P_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Poids total : $P_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.



➤ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

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

- Calcul du moment en travée : $M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{(4.75)^2}{8} = 7.05 \text{ kN.m}$

- Calcul de l'effort tranchant : $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2.5 \frac{4.75}{2} = 5.94 \text{ kN}$.

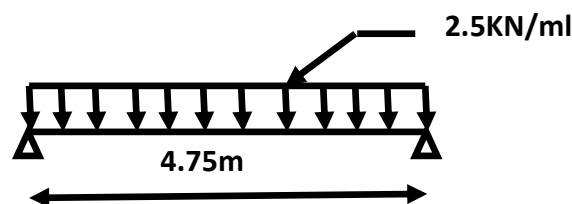


Figure III.1.3 : Schéma de calcul de la poutrelle.

- Ferrailage :

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

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

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

Avec $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\mu_u = \frac{7.05 \times 10^3}{(12)(2)^2 \times 14.2} = 10.34 \text{ MPa}$
 $\mu_u = 10.34 > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La Section est doublement armée

Conclusion :

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

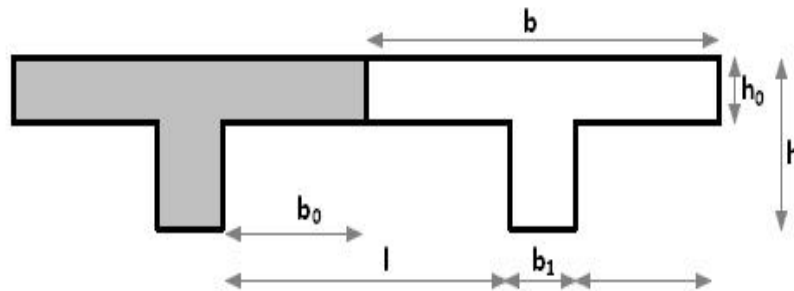
$$M_l = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

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

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

b- Après coulage de la dalle de compression (section en T) :

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



III.1.3-Détermination de la section en T

✚ Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

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

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

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

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

$l = 4.75 \text{ m}$. La largeur de la plus grande travée.

D'où $b_1 \leq \min \{26.5 ; 47.5 ; 32\}$, $b_1 = 26.5$

et $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

✚ Calcul des poutrelles :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur elle : Charge permanente $G = 5.4 \times 0.65 = 3.51 \text{ kN/ml}$.

✓ Poids du plancher :

➤ Plancher étage courant :

Charges permanentes : $G = 5,40 \times 0,65 = 3,51 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher sous-sol1:

Charges permanentes : $G = 5,40 \times 0,65 = 3.51 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher sous-sol 2 :

Charges permanentes : $G = 5.4 \times 0,65 = 3.51 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 3.5 \times 0,65 = 2.275 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes : $G = 6.33 \times 0,65 = 4.11 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

✓ Combinaison de charges :

➤ Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3.51 + 1,5 \times 0.975 = 6.201 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,51 + 0,975 = 4.485 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.11 + 1,5 \times 0.65 = 6.523 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4.11 + 0,65 = 4.76 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher sous-sol 1:

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,51 + 1,5 \times 1.625 = 7.176 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,51 + 1.625 = 5,135 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher sous-sol2 :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3.51 + 1,5 \times 2.275 = 8.151 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.51 + 2.275 = 5.785 \text{ KN/ml}$

Remarque :

On remarque que le chargement du plancher sous-sol2 est le plus défavorable; les charges qui sont appliquées sur le plancher du sous-sol2 sont de charges du sous-sol1

Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,51 + 1,5 \times 1.625 = 7.176 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G+Q = 3,51+ 1.625= 5,135 \text{ KN/ml}$

III.1.3.1- Détermination des poutres a étudiées :

On a une poutre à 7 travées :

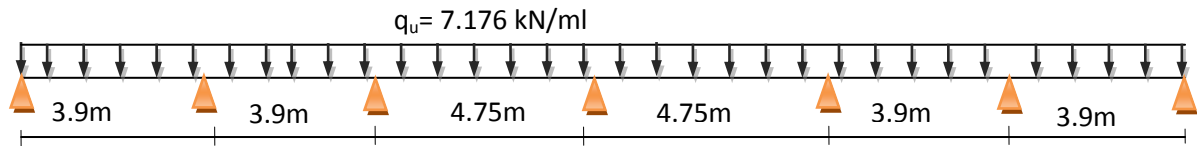


Fig.III.1.4 Schémas statique de la poutrelle

III.1.3.2- Choix de la méthode de calcul :

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

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

III.1.3.3- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2, 210):

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable,

Le sous-sol 2 :

Fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifiée**

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

$Q = 2.275 \text{ KN} < \max \{2 \times 5.4 = 10.8 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow **condition vérifiée**

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

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

$$\frac{3.9}{3.9} = 1 \quad ; \quad \frac{3.9}{4.75} = 0.82 \quad ; \quad \frac{4.75}{4.75} = 1 \quad ; \quad \frac{4.75}{3.9} = 1.21 \quad ;$$

Toutes les valeurs sont comprises dans l'intervalle \Rightarrow **Condition vérifiée.**
La méthode forfaitaire est applicable

III.1.3.4 -Principe de la méthode forfaitaire :

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

III.1.3.5 - Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant

M_0 = $ql^2/2$ dont L: longueur entre nus des appuis.

M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur (7) appuis

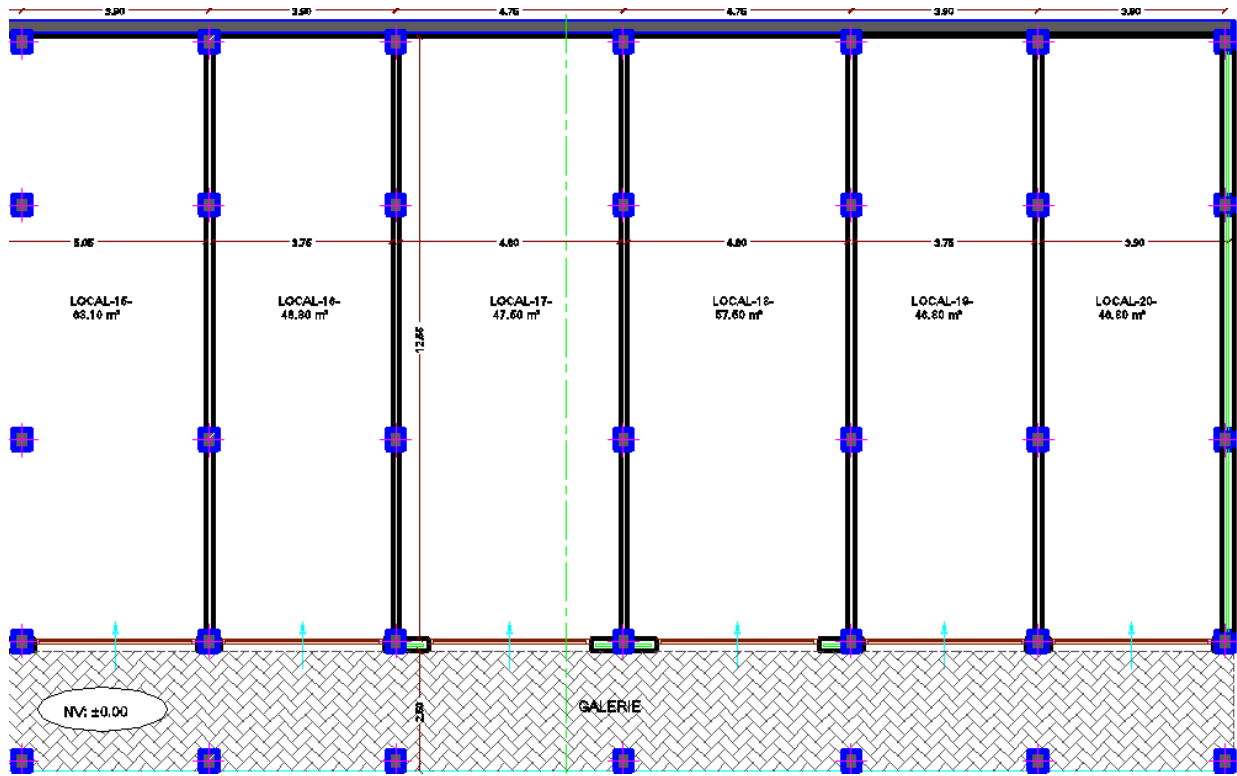


FIGURE.III.1.5 types de poutrelles a calculé.

Poutrelles à six travées

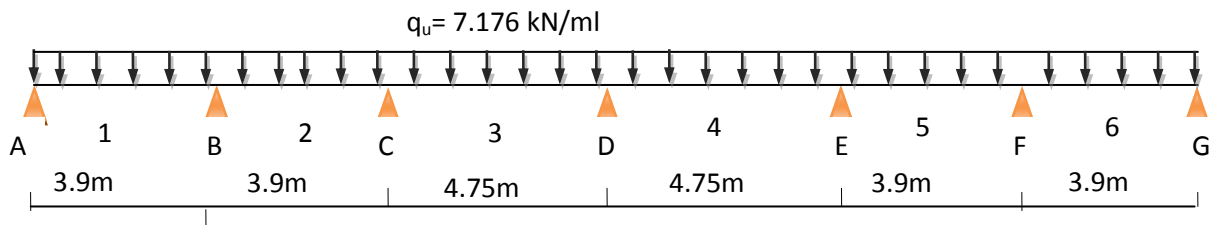


Figure III.1.6 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis.

III.1.4- Calcul a l'ELU :

❖ Calcul des moments isostatique :

Travée AB : LAB=3,90m

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (3,90)^2 / 8 = 13,64 \text{ KN.ml}$$

Travée BC : LBC=3,90m

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (3,90)^2 / 8 = 13,64 \text{ KN.ml}$$

Travée CD : LCD=4.75 m

$$M_{03} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (4.75)^2 / 8 = 20.23 \text{ KN.ml}$$

Travée DE : LDE=4.75 m

$$M_{04} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (4.75)^2 / 8 = 20.23 \text{ KN.m}$$

Travée EF: LEF=3,90m

$$M_{05} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (3,90)^2 / 8 = 13,64 \text{ KN.m}$$

Travée FG: LEF=3,90m

$$M_{06} = q_u L^2 / 8 = 7.176 (3,90)^2 / 8 = 13,64 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13,64 = 4,09 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,64 = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 20.23 = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 20.23 = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 20.23 = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 M_{05} = 0,5 \times 13,64 = 6.82 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 13,64 = 4,09 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.4} = 0.316$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,094$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,316) / 2 = 0,547$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,647$$

➤ Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 14,32; 14,92 \} - \frac{4,09 + 6,82}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 14,92 - 5,45 = 9,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,647 (13,64) = 8,82 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 9,46 \text{ KN.m}$

➤ Etude de la travée BC : (travée intermédiaire) :

$$M_t^{BC} \geq \max \{ 1,05 M_{02}; (1 + 0,3\alpha) M_{02} \} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max \{ 14,32; 14,92 \} - \frac{6,82 + 8,09}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 14,92 - 7,45 = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.547(13.64) = 7.46 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 7,46 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max\{1,05 M_{03} ; (1+ 0,3\alpha) M_{03}\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{21.24 ; 22.13\} - \frac{8.09+8.09}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 22.13 - 8.09 = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.547(20.23) = 11.06 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 14.04 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max\{1,05 M_{04} ; (1+ 0,3\alpha) M_{04}\} - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max\{21.24 ; 22.13\} - \frac{8.09+8.09}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 22.13 - 8.09 = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.547(20.23) = 11.06 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 14.04 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{EF} \geq \max\{1,05 M_{05} ; (1+ 0,3\alpha) M_{05}\} - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max\{14.32 ; 14.92\} - \frac{8.09+6.82}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 14,92 - 7,45 = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.547(13.64) = 7.46 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 7,46 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée FG : (travée de rive)**

$$M_t^{FG} \geq \max\{1,05 M_{06} ; (1+ 0,3\alpha) M_{06}\} - \frac{MF+MG}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \max\{14.32 ; 14.92\} - \frac{4.09+6.82}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq 14,92 - 5,45 = 9,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.647(13.64) = 8.82 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{FG} = 9,46 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_w = \frac{qu Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

$$T_e = -\frac{qu Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

- **Travée AB :**

$$T_A = \frac{qu LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} =$$

$$T_A = \frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.82) - (-4.09)}{3.90} = 13.29 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{qu LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB}$$

$$T_B = -\frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.82) - (-4.09)}{3.90} = -14.69 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = \frac{qu LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} =$$

$$T_B = \frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.09) - (-6.82)}{3.90} = 13.66 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{qu LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC}$$

$$T_C = -\frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.09) - (-6.82)}{3.90} = -14.31 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_C = \frac{qu LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} =$$

$$T_C = \frac{7.176 \times 4.75}{2} + \frac{(-8.09) - (-8.09)}{4.75} = 17.04 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{qu LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD}$$

$$T_D = -\frac{7.176 \times 4.75}{2} + \frac{(-8.09) - (-8.09)}{4.75} = -17.04 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$T_D = \frac{qu \ LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} =$$

$$T_D = \frac{7.176 \times 4.75}{2} + \frac{(-8.09) - (-8.09)}{4.75} = 17.04 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{qu \ LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE}$$

$$T_E = -\frac{7.176 \times 4.75}{2} + \frac{(-8.09) - (-8.09)}{4.75} = -17.04 \text{ KN}$$

- Travée EF :

$$T_E = \frac{qu \ LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} =$$

$$T_E = \frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.82) - (-8.09)}{3.90} = 14.31 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{qu \ LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF}$$

$$T_F = -\frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.82) - (-8.09)}{3.90} = -13.66 \text{ KN}$$

- Travée FG :

$$T_F = \frac{qu \ LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} =$$

$$T_F = \frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.09) - (-6.82)}{3.90} = 14.69 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{qu \ LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG}$$

$$T_G = -\frac{7.176 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.09) - (-6.82)}{3.90} = -13.29 \text{ KN}$$

Travée	L(m)	q_u (kN/ml)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	$M_{travée}$ (kN.m)
1	3.9	7.176	-4.09	-6.82	9.46
2	3.9	7.176	-6.82	-8.09	7.46
3	4.75	7.176	-8.09	-8.09	14.04
4	4.75	7.176	-8.09	-8.09	14.04
5	3.9	7.176	-8.09	-6.82	7.46
6	3.9	7.176	-6.82	-4.09	9.46

TABLEAU III.1.1- Les moments aux appuis et en travées :

	L(m)	q_u (kN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1	3.9	7.176	13.29	-14.69
2	3.9	7.176	13.66	-14.31
3	4.75	7.176	17.04	-17.04
4	4.75	7.176	17.04	-17.04
5	3.9	7.176	14.31	-13.66
6	3.9	7.176	14.69	-13.29

TABLEAU III.1.2- Les efforts tranchants :

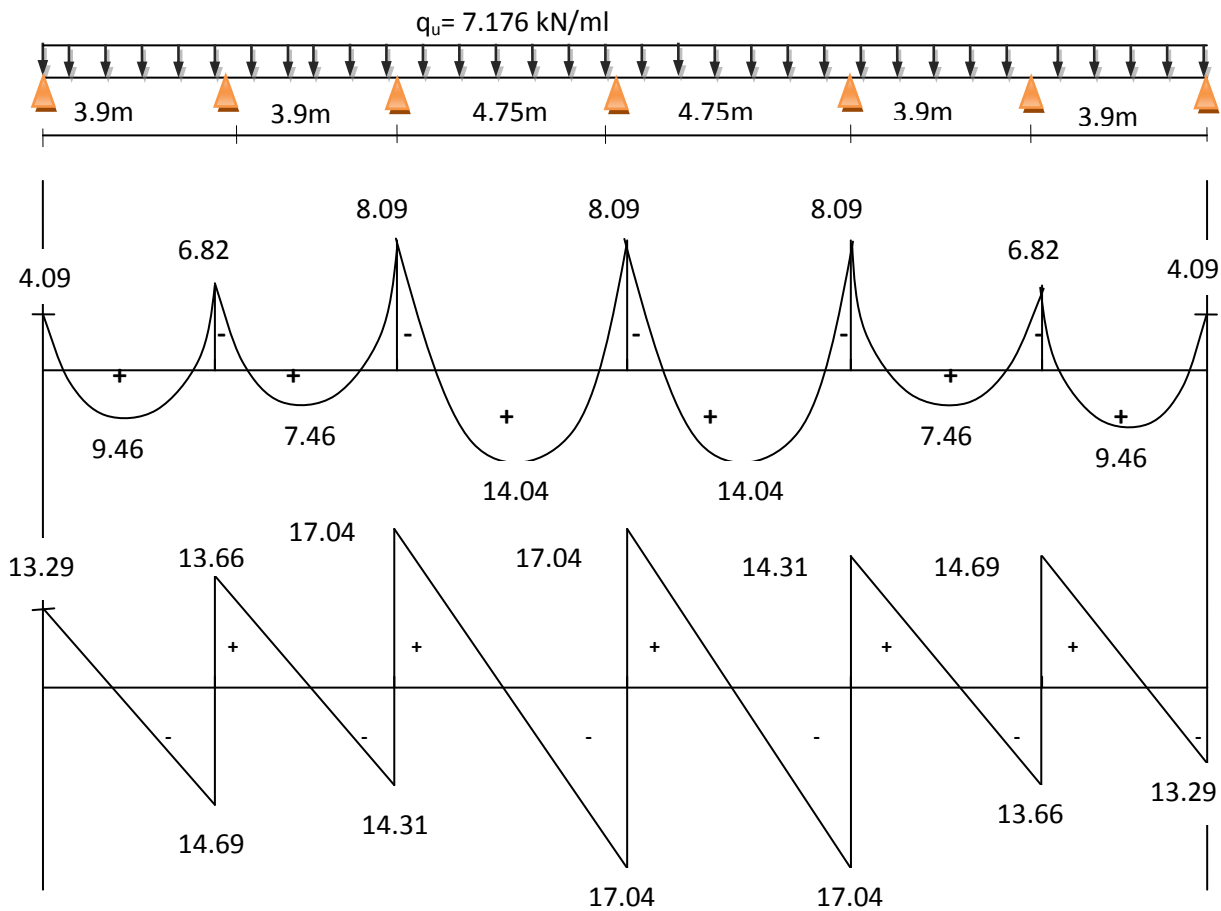


fig.III.1.7 diagramme des moments et efforts tranchants à ELU :

III.1.5- Calcul à L'ELS :

Moments à ELS : $q_s=5.135 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul des moments isostatique :**

Travée AB : LAB=3,90m

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (3,90)^2 / 8 = \mathbf{9.76 \text{ KN.ml}}$$

Travée BC : LBC=3,90m

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (3,90)^2 / 8 = \mathbf{9.76 \text{ KN.ml}}$$

Travée CD : LCD=4.75 m

$$M_{03} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (4.75)^2 / 8 = \mathbf{14.47 \text{ KN.ml}}$$

Travée DE : LDE=4.75 m

$$M_{04} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (4.75)^2 / 8 = \mathbf{14.47 \text{ KN.ml}}$$

Travée EF: LEF=3,90m

$$M_{05} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (3,90)^2 / 8 = \mathbf{9.76 \text{ KN.ml}}$$

Travée FG: LEF=3,90m

$$M_{06} = q_u L^2 / 8 = 5.135 (3,90)^2 / 8 = \mathbf{9.76 \text{ KN.ml}}$$

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9.76 = \mathbf{2.93 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9.76 = \mathbf{4.88 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 14.47 = \mathbf{5.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 14.47 = \mathbf{5.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 14.47 = \mathbf{5.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,5 M_{05} = 0,5 \times 9.76 = \mathbf{4.88 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 9.76 = \mathbf{2.93 \text{ KN.m}}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.4} = \mathbf{0.316}$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,094$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,316) / 2 = 0,547$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,647$$

➤ **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 10.25 ; 10.67 \} - \frac{2.93 + 4.88}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 10.67 - 3.9 = \mathbf{6.76 \text{ KN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.647(9.76) = 6.31 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 6.76 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée BC : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max\{1,05 M_{02} ; (1+ 0,3\alpha) M_{02}\} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{10.25 ; 10.67\} - \frac{4.88+5.78}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 10.67 - 5.33 = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.547(9.76) = 5.33 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5.34 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max\{1,05 M_{03} ; (1+ 0,3\alpha) M_{03}\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{15.09 ; 15.13\} - \frac{5.78+5.78}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 15.13 - 5.78 = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.547(14.47) = 7.91 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 9.34 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max\{1,05 M_{04} ; (1+ 0,3\alpha) M_{04}\} - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max\{15.09 ; 15.13\} - \frac{5.78+5.78}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 15.13 - 5.78 = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.547(14.47) = 7.91 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 9.34 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF : (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{EF} \geq \max\{1,05 M_{05} ; (1+ 0,3\alpha) M_{05}\} - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max\{10.25 ; 10.67\} - \frac{5.78+4.88}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 10.67 - 5.33 = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.547(9.76) = 5.33 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 5.34 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée FG : (travée de rive)**

$$M_t^{FG} \geq \max\{1.05 M_{06} ; (1+0.3\alpha) M_{06}\} - \frac{MF+MG}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \max\{10.29; 10.67\} - \frac{4.88+2.93}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq 10.67 - 3.90 = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.647(9.76) = 6.31 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{FG} = 6.76 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_w = \frac{qu Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

$$T_e = -\frac{qu Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

- **Travée AB :**

$$T_A = \frac{qu LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} =$$

$$T_A = \frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.88) - (-2.93)}{3.90} = 9.51 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{qu LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB}$$

$$T_B = -\frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.88) - (-2.93)}{3.90} = -10.51 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = \frac{qu LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} =$$

$$T_B = \frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-5.78) - (-4.88)}{3.90} = 9.78 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{qu LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC}$$

$$T_C = -\frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-5.78) - (-4.88)}{3.90} = -10.24 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{qu \text{ LCD}}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} =$$

$$T_C = \frac{5.135 \times 4.75}{2} + \frac{(-5.78) - (-5.78)}{4.75} = 12.19 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{qu \text{ LCD}}{2} + \frac{MD - MC}{LCD}$$

$$T_D = -\frac{7.176 \times 4.75}{2} + \frac{(-5.78) - (-5.78)}{4.75} = -12.19 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$T_D = \frac{qu \text{ LDE}}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} =$$

$$T_D = \frac{5.135 \times 4.75}{2} + \frac{(-5.78) - (-5.78)}{4.75} = 12.19 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{qu \text{ LDE}}{2} + \frac{ME - MD}{LDE}$$

$$T_E = -\frac{5.135 \times 4.75}{2} + \frac{(-5.78) - (-5.78)}{4.75} = -12.19 \text{ KN}$$

- Travée EF :

$$T_E = \frac{qu \text{ LEF}}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} =$$

$$T_E = \frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.88) - (-5.78)}{3.90} = 10.24 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{qu \text{ LEF}}{2} + \frac{MF - ME}{LEF}$$

$$T_F = -\frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-4.88) - (-5.78)}{3.90} = -9.78 \text{ KN}$$

- Travée FG :

$$T_F = \frac{qu \text{ LFG}}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} =$$

$$T_F = \frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-2.93) - (-4.88)}{3.90} = 10.51 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{qu \text{ LFG}}{2} + \frac{MG - MF}{LFG}$$

$$T_G = -\frac{5.135 \times 3.90}{2} + \frac{(-2.93) - (-4.88)}{3.90} = -9.51 \text{ KN}$$

Moments à ELS :

Travée	L(m)	q_u (kN/ml)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	$M_{travée}$ (kN.m)
1	3.9	7.176	-2.93	-4.88	6.76
2	3.9	7.176	-4.88	-5.78	5.34
3	4.75	7.176	-5.78	-5.78	9.34
4	4.75	7.176	-5.78	-5.78	9.34
5	3.9	7.176	-5.78	-4.88	5.34
6	3.9	7.176	-4.88	-2.93	6.76

TABLEAU III.1.3- Moments à ELS :

Efforts tranchants à ELS :

	L(m)	q_u (kN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1	3.9	7.176	9.51	-10.51
2	3.9	7.176	9.78	-10.24
3	4.75	7.176	12.19	-12.19
4	4.75	7.176	12.19	-12.19
5	3.9	7.176	10.24	-9.78
6	3.9	7.176	10.51	-9.51

Tableau III.1.4- efforts tranchants à ELS :

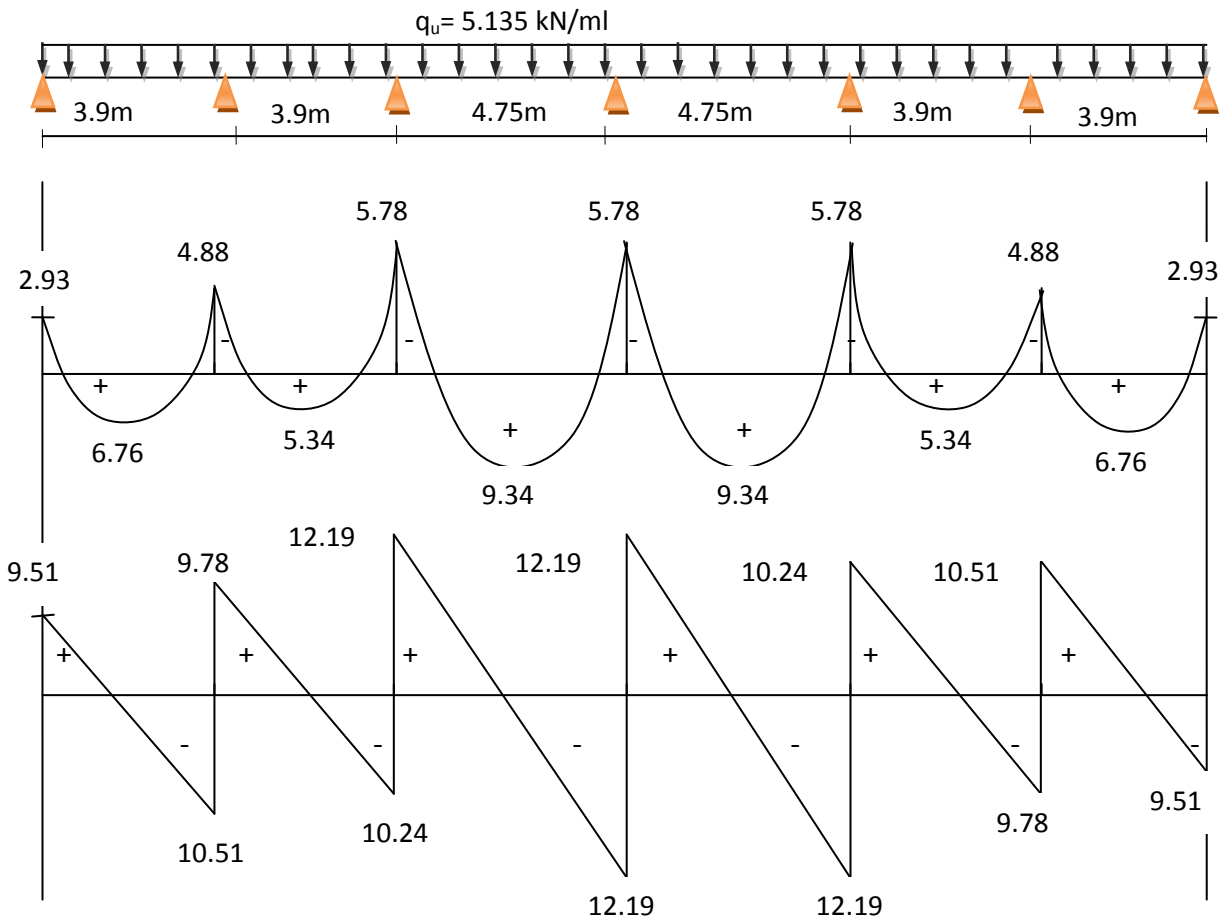


Fig.III.1.8 :diagramme des moments et efforts tranchants à ULS

III.1.6- Calcul des armatures à L'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_{tmax} = 14.04 \text{ KN.m}$ et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_{amax} = 8.09 \text{ KN.m}$

❖ Armatures longitudinales :

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

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

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

- En travées :

Position de l'axe neutre

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

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


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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59,072 \text{ kN.m}$$

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

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

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

- **En travée :** $M_t = 14.04 \text{ kN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (**bxh**) **(65 x 20) cm²**.

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.04 \times 10^3}{65 (18^2) 14.2} = 0.046 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \mu_b = 0,046 \quad \beta = 0,976$$

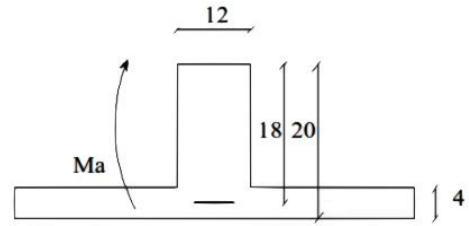
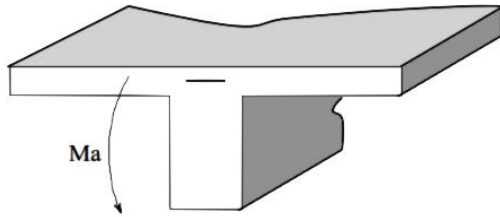
$$A_{st} = \frac{M_{tr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.04 \times 10^3}{0.976 (18) 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

soit : 3HA12 = 3.39 cm².

- **En appuis:** $M_a = 8.09 \text{ kN.m}$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire (12x 20) cm²

$M_{amax} = 8.09 \text{ KN.m}$.



$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.09 \cdot 10^3}{12 (18^2) 14.2} = 0.146 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \mu_b = 0,146$$

$$\beta = 0,921$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.09 \cdot 10^3}{0.921 (18) 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

soit : 2HA10= 1.57 cm².

❖ Calcul des armatures transversales :

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

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

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

On opte pour étriers en 2 ϕ_8 Donc : At = 1.00 cm²

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

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

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

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

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

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$At \times f_e / b_0 \times S_t \geq 0.4 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad 1 \times 400 / 12 \times 15 = 2,22 \text{MPa} > 0.4 \text{MPa}$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

III.1.6.1 -Les vérifications :

a. Vérifications à L'ELU :

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

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

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

En travée : $A_T = 3.39 \geq A_{\min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(65 \times 18) 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.57 \geq A_{\min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(12 \times 18) 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad V_{\max} = 17.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.04}{0.12 \cdot 0.18} 10^{-3} = 0.788 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Entraînement des barres : (Art A.6.1 ,3/BAEL91)**

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

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 12 = 113.04 \text{ cm}$$

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

$$\psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{17.04 \cdot 10^3}{0.9(180)113.04} = 0.93 \text{ MPa} \quad \tau_{\text{sec}} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91 modifiées 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 lpour les aciers HA.

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

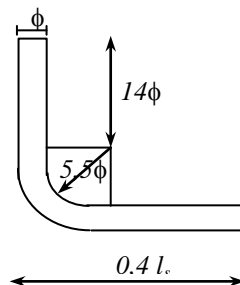


Figure III.1.9- Schéma de l'ancrage courbe

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_{u\max} + \frac{M_{a\max}}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{400 \times 0.1} \left(17.04 + \frac{8.09}{0.9 \times 180} \right) =$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.491 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau les appuis: (Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 120 \times 0.9 \times 180 \times 25 / 1.5$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 17.04 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b- Vérification à l'ELS :

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

➤ Aux appuis :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0.8765 \quad K = 25.485$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.78 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.57} = 233.34 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.34}{25.485} = 9.155 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.155 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

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

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{b d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 18} \times 100 = 1.56 \Rightarrow k_1 = 15.67 \text{ et } \beta = 0.837 \quad K = 1/K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{9.34 \times 10^6}{0.837 (180) 339} = 170.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.060 (196.77) = 10.2 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée libre de la travée.

M_t : moment max en travée.

b₀: Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est vérifiée, donc on se dispense du calcul de la flèche :

✚ Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{Mt.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500}$$

\bar{f}_v : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = (E_v = 10818,88 \text{ MPa}).$$

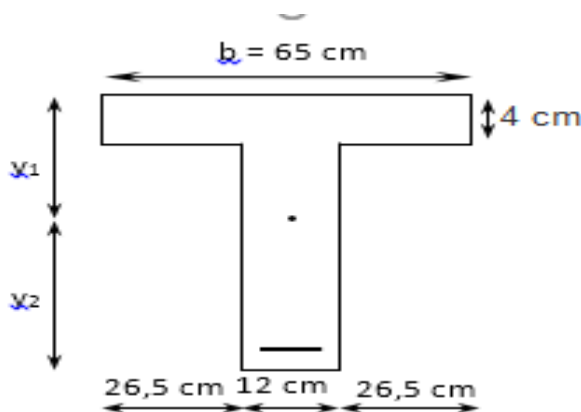
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Avec : ρ Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.



$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left\{ 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right\} \rho}$$

✚ Calcul des paramètres :

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times h/2 + (b - b_0) \times h_0 \times h_0/2 + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = 12 \times 20 \times 20/2 + (65 - 12) \times 4 \times 4/2 + (15 \times 3.39 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3739.3 \text{ cm}^3$$

B₀ : Surface de la section homogène.

$$B_0 = (b \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 7.44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.57 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = (b_0/3)(y_1^3 + y_2^3) + h_0(b-b_0) \left[\frac{h^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (12/3)(7.44^3 + 12.57^3) + 4(65-12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39(12.57-2)^2$$

$$I_0 = 21829.55 \text{ cm}^4$$

✚ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 170.07 \text{ MPA}$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 170.07 + 2.1}; 0 \right\} = 0.68$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 \times 2.1}{\left\{ 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right\} 0.0157} = 1.01$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21829.55}{1 + 0.68 \times 1.01} = 17151.99 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{9.34 \times 10^6 \times 4350^2}{10 \times 10818.88 \times 17151.99 \times 10^4} = 9.39 \text{ mm}$$

$$f_v = 9.39 \text{ mm} < \bar{f}_v = \frac{L}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

La flèche vérifiée pour 3HA12,

Ferrailage du plancher :

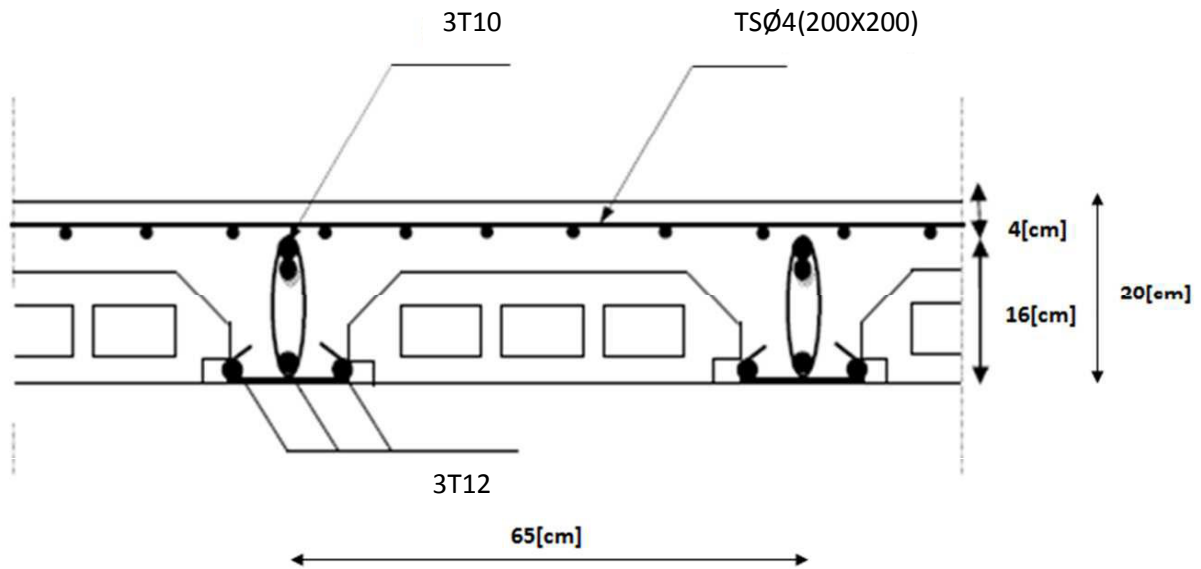


Figure III.1.10- ferrailage des poutrelles

III.2-Calcul des escaliers :

Une cage d'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

Notre structure comporte un escalier droit composé de :

2 volées au niveau des étages courants.

Il est constitué de paillasse, palier de repos.

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

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

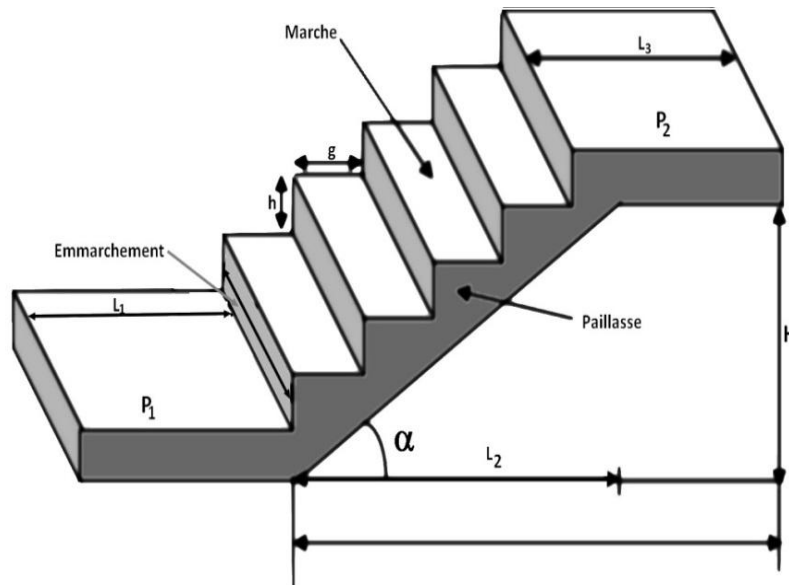


FIGURE.III..2.1.Schéma de l'escalier

III.2.1-Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

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

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée: représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65m de collet, si $E \geq 1m$.

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

III.2.2-Predimensionnement de l'escalier à Calculé :

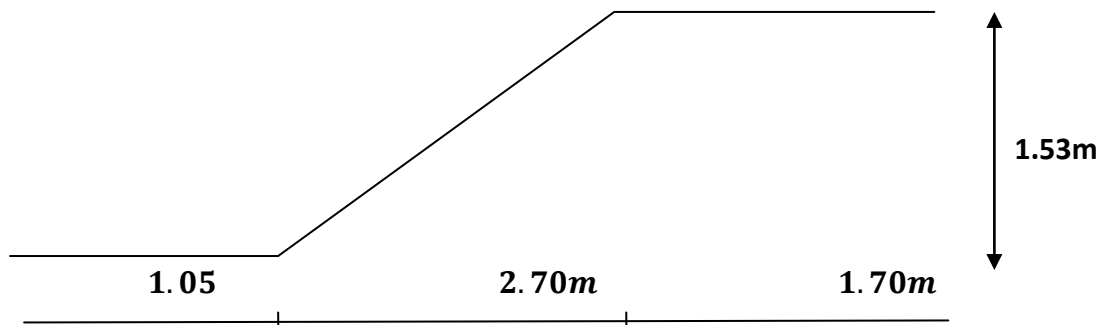


FIGURE.III.2.2. Schéma statique de l'escalier.

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

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

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

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

- **Loi de BLONDEL :**

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

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

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

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

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

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

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

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

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

L'angle d'inclinaison (α) :

$$\text{tg } \alpha = H/l_1 = 153/270 = 0.56666 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = 1.70\text{m} \quad L' = 270 / \cos 29.54 = 3.10\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' = 1.70 + 3.10 = 5.80\text{m}$$

$$580/30 \leq e_p \leq 580/20 \Rightarrow 19.33\text{ cm} \leq e_p \leq 29\text{ cm}$$

Conclusion : Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.2.3. Détermination des charges et surcharges :

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

a. Charges permanentes :

• Palier :

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

Poids du revêtement (mortier + carrelage + lit de sable) : $(0,40 + 0,44 + 0,36) \times 1 = 1,66 \text{ kN/ml}$

Total $G_{\text{palier}} = 6.2 \text{ kN/ml}$

Poids du mur extérieur : $G_m(H-e) \times 1 \text{ m} = 2,36 \times (3.06 - 0.20) \times 1 = 6.75 \text{ kN/ml}$

• Volée :

Poids de la paillasse : $G_p = 25 \frac{e_p}{\cos \alpha} 1 = 25 \frac{0.2}{\cos 32.52} 1 = 5.93 \text{ kN/ml}$

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

Revêtement carrelage : $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44 \text{ kN/ml}$

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

Lit de sable : $18 \times 0.02 \times 1 = 0.36 \text{ kN/ml}$

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

Total $G_{\text{vol}} = 9.45 \text{ kN/ml}$

b. Surcharges d'exploitations :

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

c. Combinaison des charges et surcharges :

• Etat limite ultime ELU :

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.45 + 1.5 \times 2.5 = 16.50 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ kN/ml}$

• Etat limite service ELS :

Palier : $q_s = G + Q = 6.2 + 2.5 = 8.7 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = 9.32 + 2.5 = 11.95 \text{ kN/ml}$.

Mur : $q_s = G = 6.75 \text{ kN/ml}$

III.2.4-Calcul des efforts internes :

III.2.4.1-Calcul à L'ELU :

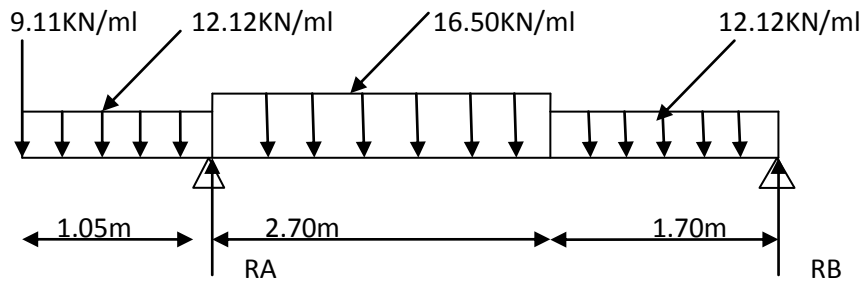


Figure : III.2.3- schémas statique de l'escalier à ELU

• Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 (=) R_A + R_B = 9.11 + (12.12 \times 1.05) + (12.12 \times 1.70) + (16.5 \times 2.7) = 86.99 \text{ kN.}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$4.4 R_A = (9.11 \times 5.45) + (12.12 \times 1.05 \times 4.925) + (16.50 \times 2.7 \times 3.05) + (12.12 \times 1.7 \times 0.85)$$

$$\text{Et } R_A = 60.38 \text{ KN}$$

$$\text{DONC } R_B = 26.61 \text{ KN}$$

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

N°	Expression		x(m)	Valeurs	Tronçons
1	Moment (kN.m)	$M(x) = -12.12 \frac{x^2}{2} - 9.11x$	0	0	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = -12.12 x - 9.11$	1.05	-16.24	
2	Moment (kN.m)	$M(x) = -9.11 x - (12.12 \times 1.05) (x - 0.525) + 60.38(x - 1.05) - 16.5 \frac{(x - 1.05)^2}{2}$	1.05	-16.24	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 60.38 - 9.11 - 12.12 \times 1.05 - 16.5 (x - 1.05)$	3.75	27.70	
3	Moment (kN.m)	$M(x) = 26.61x - 12.12 \frac{x^2}{2}$	1.05	38.54	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 12.12x - 26.61$	3.75	-6.00	
	Moment (kN.m)		0	0	
	effort tranchant (kN)		1.70	27.70	
	Moment (kN.m)		0	-26.61	
	effort tranchant (kN)		1.70	-6.00	

TABLEAU III.2.1. Résultats des efforts tranchants et moment fléchissant.

La section dangereuse est dans la travée (2)

$$T_y = 0 \rightarrow T(x) = 60.38 - 9.11 - 12.726 - 16.5x + 17.325 = 0 \rightarrow x = 3.38 \text{ m} \rightarrow M(2) = 28.77 \text{ KN.m}$$

Remarque

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

- En appui (B) : $M_B = - 0,3M_{max} = - 0,3 (28.77) = - 8.63 \text{ kN.m}$
- En appui (A) : $M_A = -16.24 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_t = 0,85M_{umax} = 0,85 (28.77) = 24.45 \text{ kN.m}$

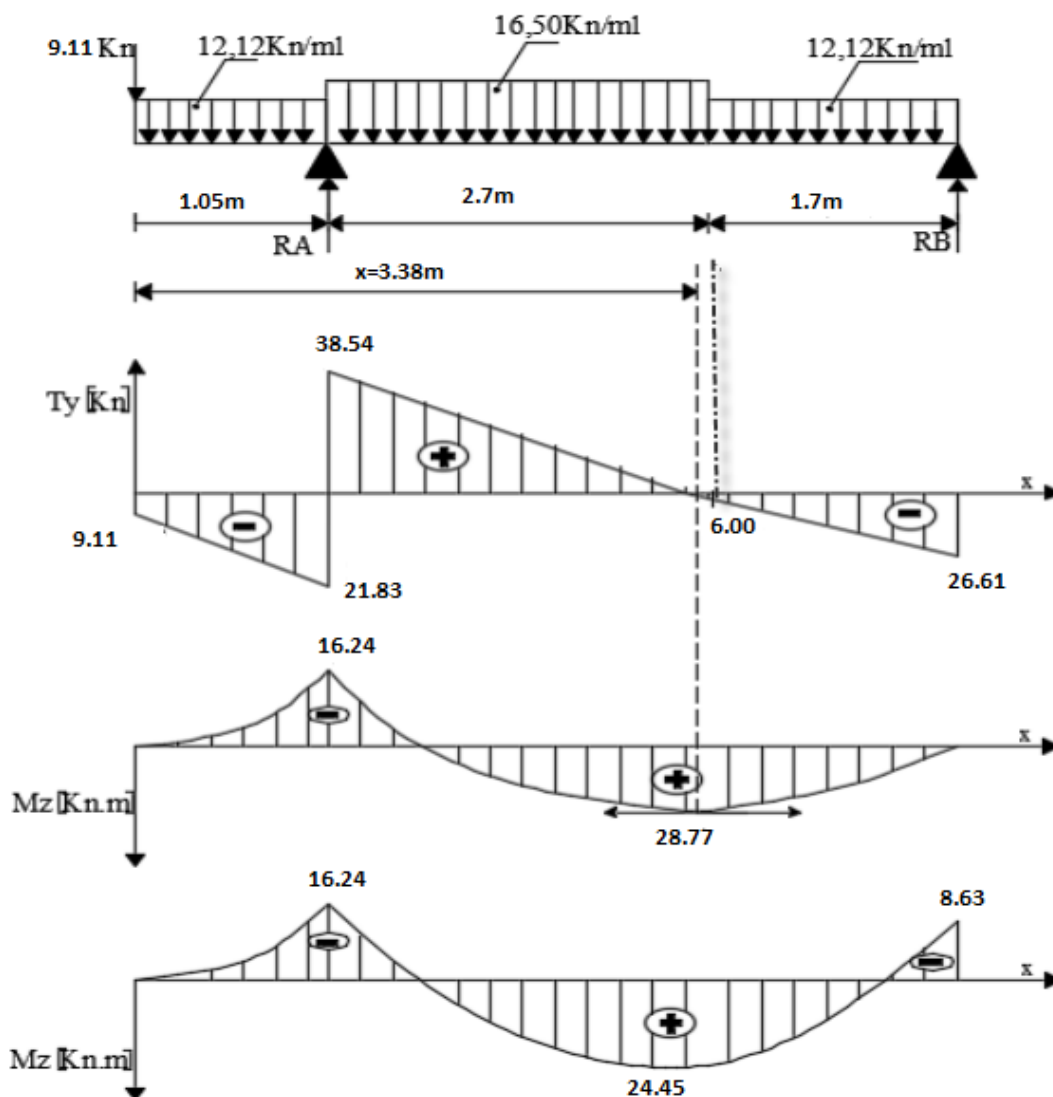


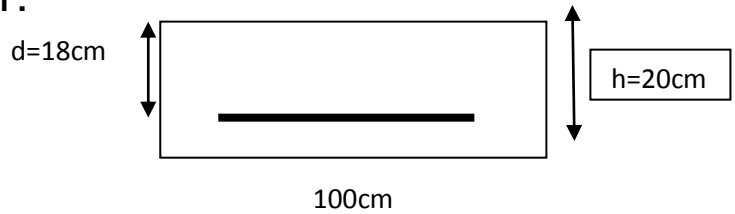
Figure III.2.4 :diagramme des efforts internes à l'ELU.

a- Ferrailage :

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

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

b = 100 cm , c = 2 cm , d = 18 cm .



• **Armatures longitudinales :**

- **En appui :**

$M_{app} = -16.24\text{kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.24 \times 10^3}{100 (18)^2 \times 14.2} = 0.035 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{donc } (A_{sup}=0)$$

$\mu_b = 0,035 \quad \beta = 0,9825$

$$A_i = \frac{M_{APP}}{bd f_{bu}} = \frac{16.24 \times 10^3}{0.9825 \times 100 \times 14.2} = 2.64\text{cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52cm²** d'un espacement de 25 cm

- **En travée : M_{tr} = 24.45kN.m**

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.45 \times 10^3}{100 (18)^2 \times 14.2} = 0.053 \ll \mu_1 = 0.381 \quad \text{(SSA)} \quad \beta = 0,9725$$

$$A_i = \frac{M_{tr}}{bd f_{bu}} = \frac{24.45 \times 10^3}{0.9725 \times 100 \times 14.2} = 4.01\text{cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm²** d'un espacement de 20 cm

• **Armatures de répartition :**

- **Aux appuis :** $\frac{A_a}{4} \leq A_r \quad A_r \geq \frac{4.52}{4} = 1.13$

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

- **EN travées :** $\frac{A_a}{4} \leq A_r \quad A_r \geq \frac{5.65}{4} = 1.412$

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

b- Vérifications à l'ELU :

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

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

- **En travée :** $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{min}$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :** $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}$ **Condition vérifiée.**

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

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

$T_u = 38.54$ kN : effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.54 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

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

- **Influence sur le béton**

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

$$T_{u\max} = 38.54 \text{ kN} < 1080 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- **Influence sur l'acier**

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

$$4\text{HA}10A = 4.52 \geq \frac{1.15}{400} (38.54 + \frac{16.24}{0.9(0.18)}) 10 = 3.99 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

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

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

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{38.54 \times 10^3}{0.9(180)4(3.14)12} = 1.578 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

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

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 99)admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

c- Espacement des barres :

- Armatures principales :

Aux appuis : $e = 25\text{cm}$ En travées : $e = 20\text{cm}$

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

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

Aux appuis : $e = 25\text{cm}$ En travées : $e = 25\text{cm}$

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

Condition vérifiée.

III.2.4.2-Calcul à l'ELS:

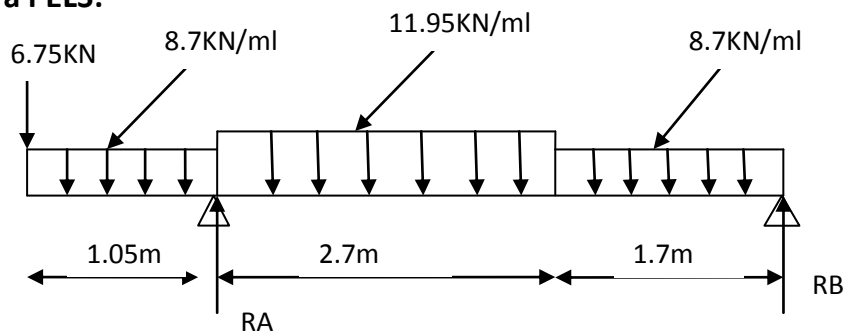


Figure III.2.5 : schémas statique de l'escalier à ELS

• Les réaction d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow RA + RB = (8,70 \times 1,05) + (11,95 \times 2,7) + (8,70 \times 1,7) + 6,75$$

$$RA + RB = 62,94 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4,4 RA = (6,75 \times 5,45) + (8,70 \times 1,05 \times 4,925) + (11,95 \times 2,7 \times 3,05) + (8,70 \times 1,7 \times 0,85) \Rightarrow RA = 43,80 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } RB = 19,14 \text{ KN}$$

N°	Expression		x(m)	Valeurs	Tronçons
1	Moment (kN.m)	$M(x) = -8.70 \frac{x^2}{2} - 6.75 x$	0	0	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = -8.70 x - 6.75$	1.05	-11.88	
2	Moment (kN.m)	$M(x) = -6.75 x - (8.7 \times 1.05)(x - 0.525) + 43.80(x - 1.05) - 11.95 \frac{(x - 1.05)^2}{2}$	1.05	-11.88	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 43.80 - 8.7 \times 1.05 - 11.95(x - 1.05) - 6.75$	3.75	19.93	
3	Moment (kN.m)	$M(x) = 19.14x - 8.7 \frac{x^2}{2}$	0	0	
	effort tranchant (kN)	$T(x) = 8.7x - 19.14$	1.7	19.93	
			0	-19.14	
			1.7	-4.36	

TABLEAU III.2.2. Résultats des efforts tranchants et moment fléchissant.

$T_y = 0 \rightarrow T(x) = -6.75 + 43.8 - 9.135 - 11.95x + 12.55 = 0 \rightarrow x = 3.38 \text{ m} \rightarrow M(2) = 20.27 \text{ kN.m}$

Remarque

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

- En appui (B) : $M_B = -0,3M_{max} = -0,3(20.27) = -6.08 \text{ kN.m}$
- En appui (A) : $M_A = -11.88 \text{ kN.m}$
- En travées : $M_t = 0,85M_{umax} = 0,85(20.27) = 17.23 \text{ kN.m}$

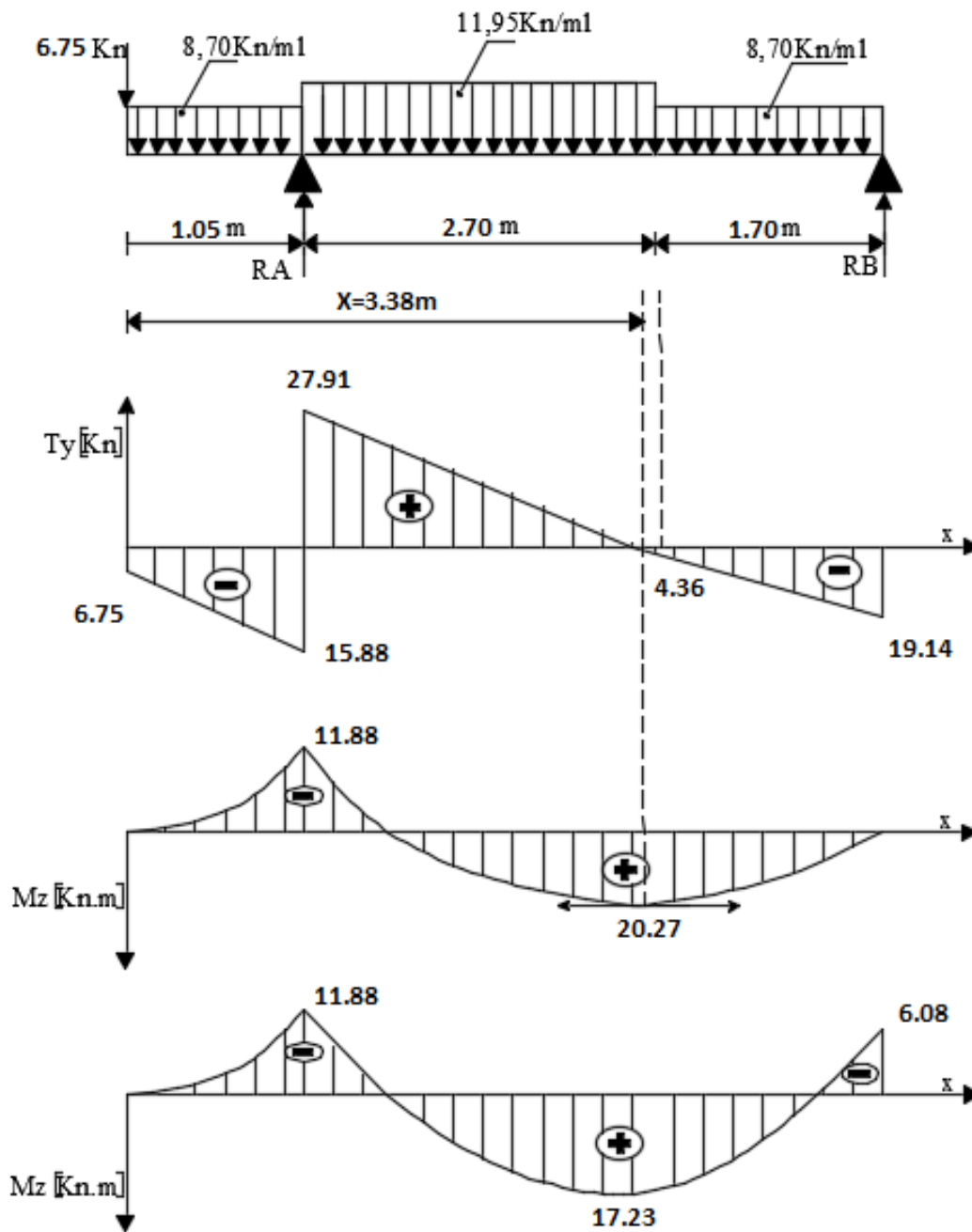


Figure III.2.6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

a. Vérifications à l'ELS :

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

La contrainte de compression est limitée à :

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

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

- Aux appuis : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ $M_a = 11.88 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100(4.52)}{100(18)} = 0.25 \quad (=) \quad k_1 = 47.50 \text{ et } \beta = 0.920$$

$$K = 1/K$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{11.88 \times 10^3}{4.52 (0.920) 18} = 158.71 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 3.34 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée : $A_s = 5.65$ $M_{st} = 17.23 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100(5.65)}{100(18)} = 0.31 \quad (=) \quad k_1 = 41.82 \text{ et } \beta = 0.912$$

$$K = 1/K_1$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{17.23 \times 10^3}{5.65 (0.912) 18} = 185.76 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 4.44 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche dans la pailleasse

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

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

Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ($L = 5,3 \text{ m}$) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 11.05 \text{ KN.m}$) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{545} = 0.036 \leq 0.062 \quad \text{Condition pas vérifiée.}$$

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

- Etat limite de déformation (flèche) (Art. B.6.5.3 ; BAEL 91)

$$f = \frac{Msl^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{cm} (\text{Car } L > 5 \text{ m})$$

Avec :

E_v : module de déformation différé.

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

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

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

B_0 : aire de la section homogène.

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

A_t : section d'armatures tendues

$$\text{Avec : } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 5.65 (18) = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 100 \times 20 + 15(5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

$$V_A = V_2 - 2 = 7.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t V_A^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\sigma_s = 185.76 \text{ MPa}$$

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

$$\lambda_v = \frac{0.02(2.1)}{(2+3)0.0031} = 2.709$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) = 0.165$$

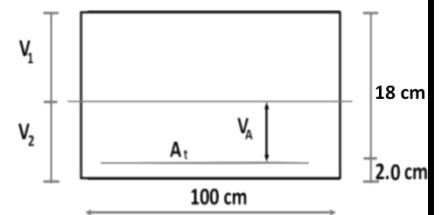
$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 54635.84 \text{ cm}^4$$

$$\bar{f} = \frac{545}{1000} + 0.5 = 1.045$$

$$f = \frac{M t X l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17.23 ((5450)^2) 10^6}{10 \times (10818.865) \times 54635.84 \times 10^4} = 8.65 \text{ mm} = 0.865 \text{ cm} < \bar{f} = 1.045 \text{ cm}$$



Condition vérifiée



Etat limite d'ouverture des fissures :

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

✓ **Ferraillage de l'escalier:**

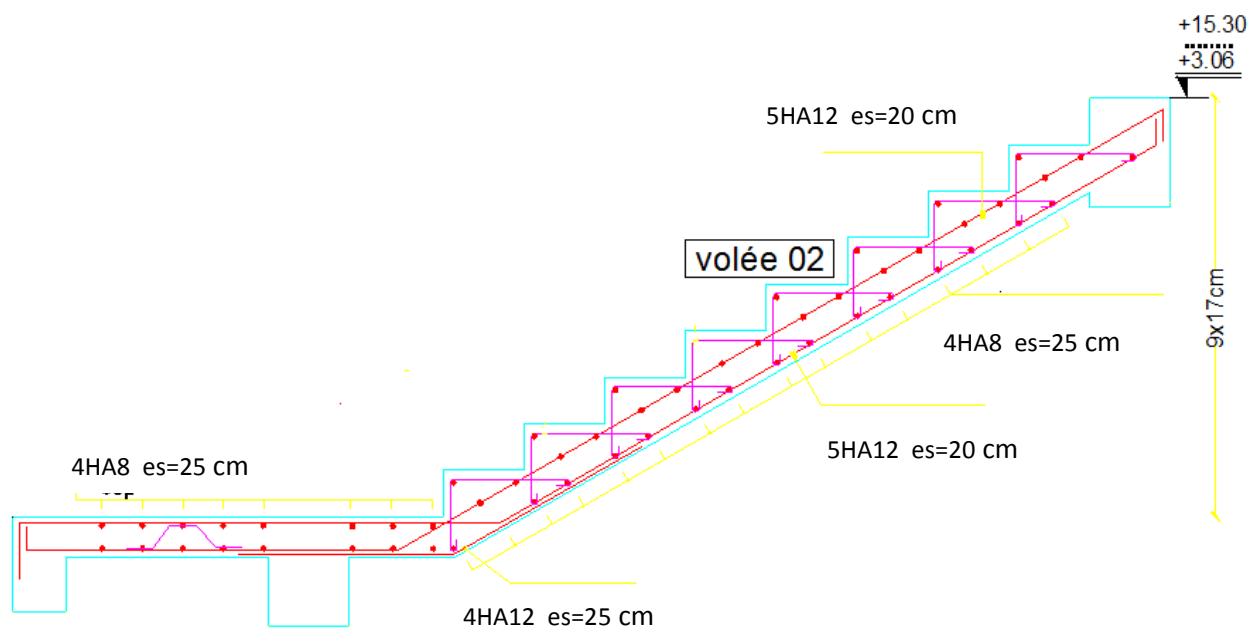


Figure III.2.7- Ferraillage des escaliers :

III.3- ETUDES DE LA POUTRE PALIERS :

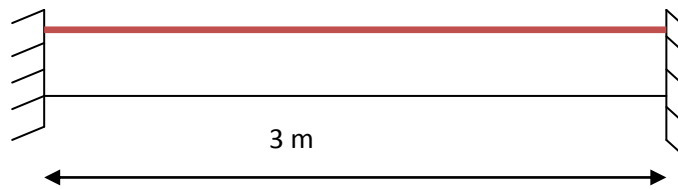


Figure : III.3.1 : Schéma de la poutre palière.

III.3.1-Définition :

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

III.3.1.1-Pré dimensionnement :

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

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

$$\frac{300}{15} = 20 \leq h_t \leq \frac{300}{10} = 30$$

Avec :

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

h_t : Hauteur de la poutre.

Selon le *RPA99 modifié 2003* : $h_t \geq 30\text{cm}$

on opte pour $h_t = 40\text{cm}$

- **Largeur** : La largeur de la poutre palière est donnée par : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

D'où : $16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$.

Selon le *RPA99 modifié 2003* : $b \geq 25\text{ cm}$ et

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \text{ Condition vérifiée}$$

on opte pour un $b = 30\text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

III.3.1.2-Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{ kN/ml}$

Réaction du palier à : ELU $R_{up} = 60,38\text{ kN/ml}$

ELS $R_{sp} = 43,80\text{ kN/ml}$

• Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + R_{up} = (1,35 \times 3) + 60,38 = 64,43\text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + R_{sp} = 3 + 40,80 = 43,80\text{ kN/ml}$$

III.3.1.3-Calcul des efforts internes :

a- Calcul à ELU :

- Moment isostatique : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{64.43 \times 3^2}{8} = 72.48 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : $T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{64.43 \times 3}{2} = 96.64 \text{ kN}$

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

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u = -0,3 \times 72.48 = -21.74 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 72.48 = 61.60 \text{ kN.m}$

• Diagramme des sollicitations :

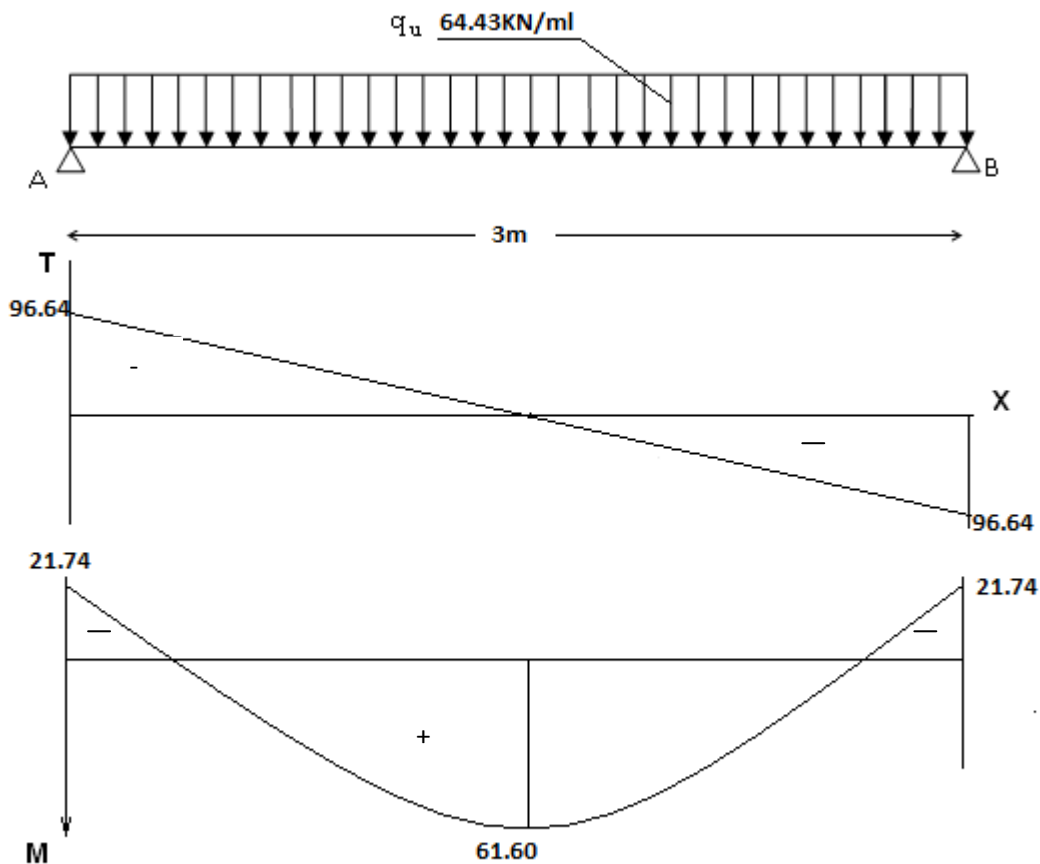


Figure III.3.2 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments Fléchissant à L'ELU.

b- Ferrailage à L'ELU :

$h = 40 \text{ cm}; d = 38 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}.$

- En appui: $M_{app} = 21.74 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.74 \cdot 10^3}{30 (38)^2 \cdot 14.2} = 0.035 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$) et $\beta = 0,9825$

$$A_i = \frac{M_{app}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.74 \cdot 10^3}{0.9825 (38)^2 \cdot 14.2} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12 = 3.39 cm²**

- En travée: $M_{tr} = 61.60 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.60 \cdot 10^3}{30 (38)^2 \cdot 14.2} = 0.10 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup}=0$) et $\beta = 0,947$

$$A_i = \frac{M_{APP}}{b d f_{bu}} = \frac{61.60 \cdot 10^3}{0.947 (38)^2 \cdot 14.2} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12 = 6.78 cm²**

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

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

$$2.35 + 6.78 = 10.17 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 hb}{100} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

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

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4 hb}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

c- Vérifications à L'ELU :

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

$$A_{adopter} \leq A_{min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 (30 \times 38) \cdot 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

- Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.

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

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

$T_u = 96.64 \text{ kN}$: effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{96.64 \times 10^3}{30 \times 38} = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

$$T_u \leq 0.4b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 (300) (0.9 \times 380) \frac{25}{1.5} = 684 \text{ kN}$$

$$T_u = 96.64 \text{ kN} < 684 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- Influence sur l'acier

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

$$3HA12 \quad A = 3.39 \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^2} (96.64 + \frac{21.74}{0.9(0.38)}) 10^3 = 0.95 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

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

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

 $\psi = 1.5$ pour HA.

$$\tau_{sec} = \frac{96.64 \cdot 10^3}{0.9(380)5(3.14)12} = 1.49 \text{ MPa} \quad \tau_{sec} \leq \bar{\tau}_{sec} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

• Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{\phi \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\phi$ et pour FeE 400.

$$L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

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

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

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

$$L_c = 0.4L_s = 16.93 \text{ cm on prend } L_c = 20$$

• Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min(\phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(10; 11.42; 30) = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2):

En zone nodale : $A_t \geq 0.003 S b$ $S \leq \frac{A_t}{0.003 b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (10 \text{ cm}; 9.6 \text{ cm}) \quad S_t = 9.6 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 9 \text{ cm}$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

d- Calcul à L'ELS :

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

On aura : $q_s = 43.80 \text{ kN /ml}$

- **Moment isostatique** : $M_s = M_{s\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{43.8 (3)^2}{8} = 49.27 \text{ kN.m}$

- **Effort tranchant** : $T_s = T_{s\max} = \frac{ql}{2} = \frac{43.8 (3)}{2} = 65.7 \text{ kN}$

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

- Sur appuis : $M_{sa} = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 49.27 = -14.78 \text{ kN.m}$

- En travée : $M_{st} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 49.27 = 41.87 \text{ kN.m}$

- **Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

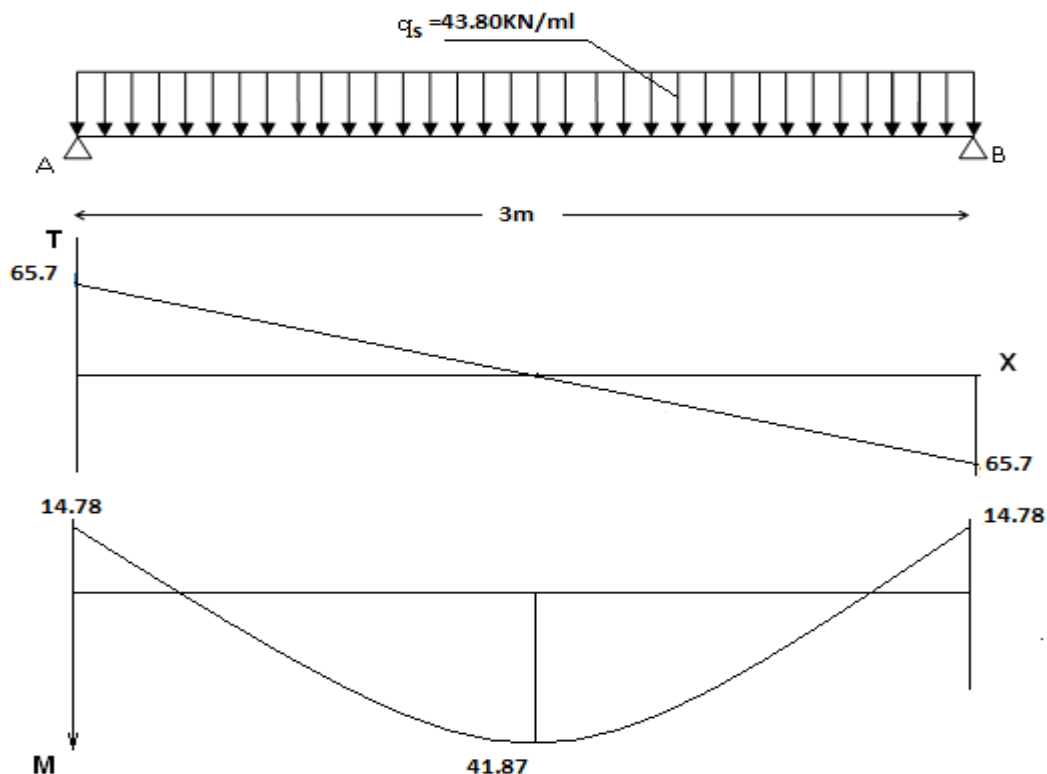


Figure III.3.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS.

e- Vérification à L'ELS

• Vérification de la flèche

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

$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$	$\frac{40}{300} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625$ $\frac{40}{300} = 0.13 > \frac{41.87}{10 \times 49.27} = 0.084$ $\frac{6.78}{30 \times 38} = 0.0059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$	<p>Condition vérifiée.</p> <p>Condition vérifiée.</p> <p>Condition vérifiée.</p>
---	---	---	---

• Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

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

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$, $M_a = - 14.78 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 38} = 0.29 \rightarrow \beta = 0.915 \rightarrow K_1 = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.915 (38) 3.39} = 125.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.0186(178.54) = 2.86 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travées : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2$, $M_t = 41.87 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 38} = 0.59 \rightarrow \beta = 0.886 \rightarrow K_1 = 28.86$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{41.87 \times 10^3}{0.886 (38) 6.78} = 183.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.031(218.13) = 6.35 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

✓ Ferrailage de la poutre palière :

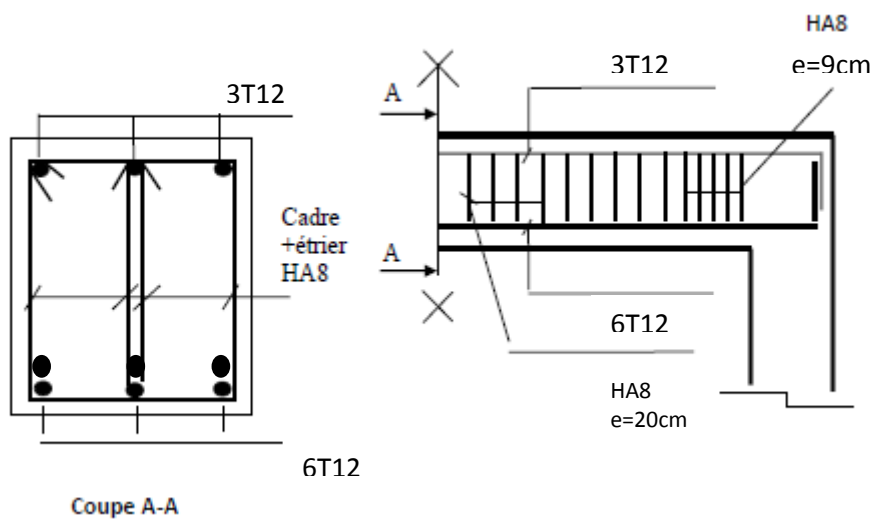


Figure : III.3.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-4- Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural (élément ne faisant pas partie du système de contreventement) entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joue le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre G .
- Effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

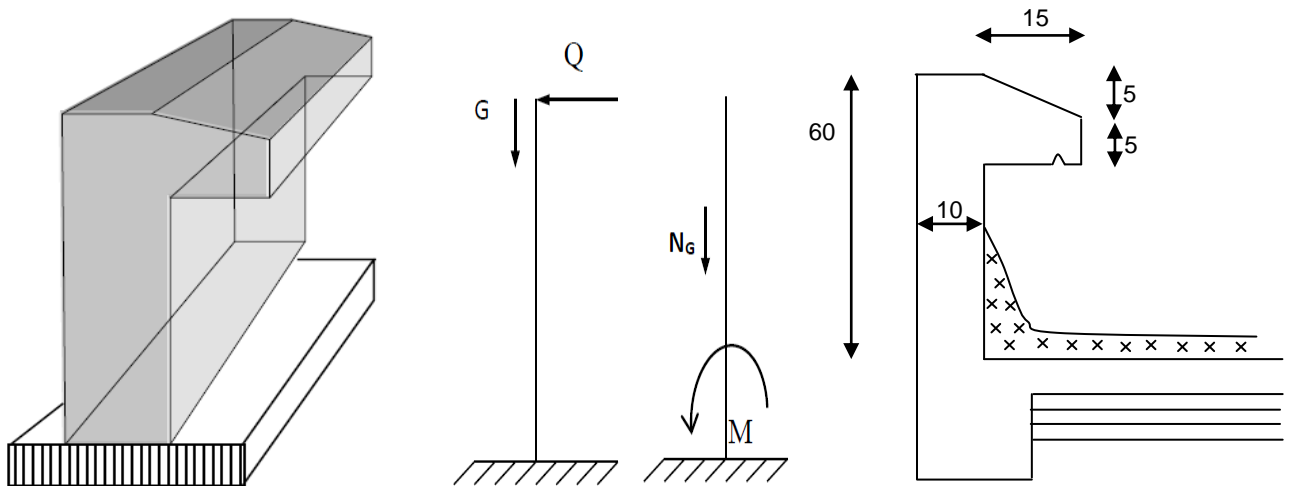


Figure. III.4.1- Les dimensions de l'acrotère.

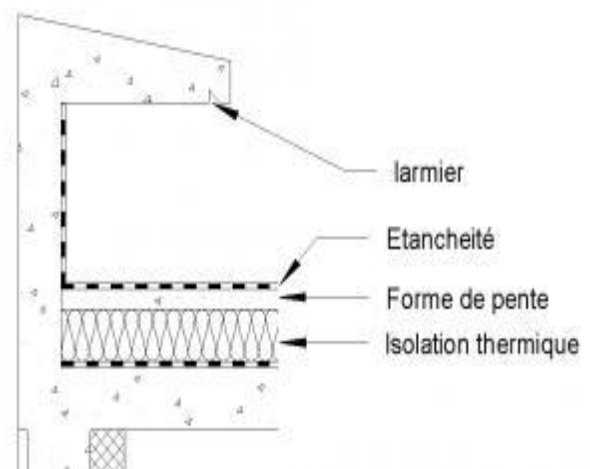


Figure III.4.2 : Coupe verticale de l'acrotère

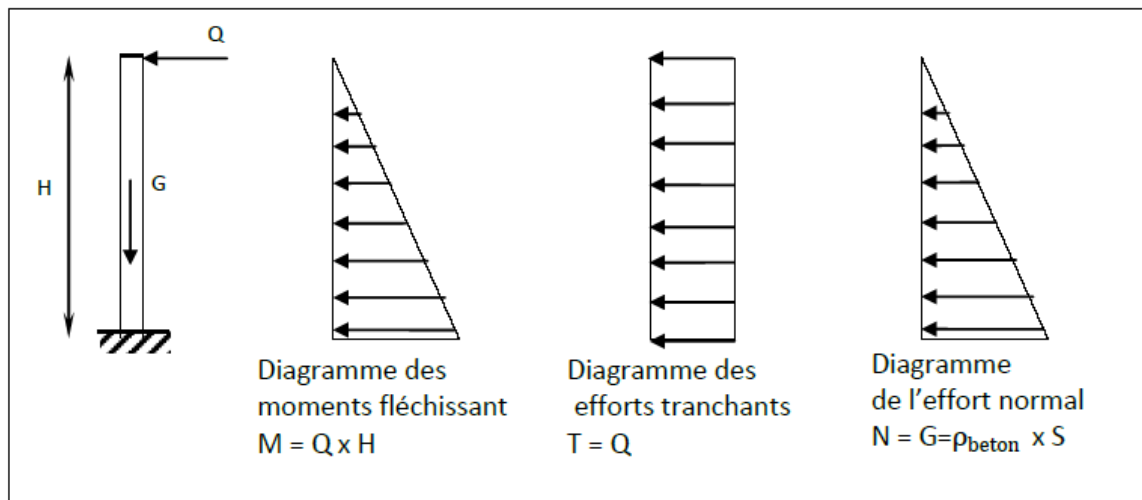


Figure III-4.3 : Coupe verticale et schéma statique de l'acrotère.

III-4-1- Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III-4-2- Evaluation des charges et Surcharges :

Calcul de son poids propre :

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] \times 25$$

$$G = 1,78. \text{KN} / \text{ml}.$$

III.4.3. Calcul les efforts :

A) A l'état limite d'ultime E.L.U :

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

Effort Normal de compression : $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN}$

Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q .h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$

Effort tranchant: $T_u = 1,5.Q = 1,5 \text{ KN}$

B) A l'état limite de service E.L.S :

La combinaison est : $G + Q$

Effort Normal de compression : $N_s = G = 1,78 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q .h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s = Q = 1,5 \text{ KN}$

III-4-4- ferrailage :

Nous avons une section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h=10\text{ cm}$; $b=1\text{m}=100\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=8\text{cm}$

Avec: $C = \text{l'enrobage}$; $f_e = 400\text{ MPa}$; $f_{bc}=14.2\text{Mpa}$; $\sigma_{st}=f_e / \gamma_s=348\text{Mpa}$

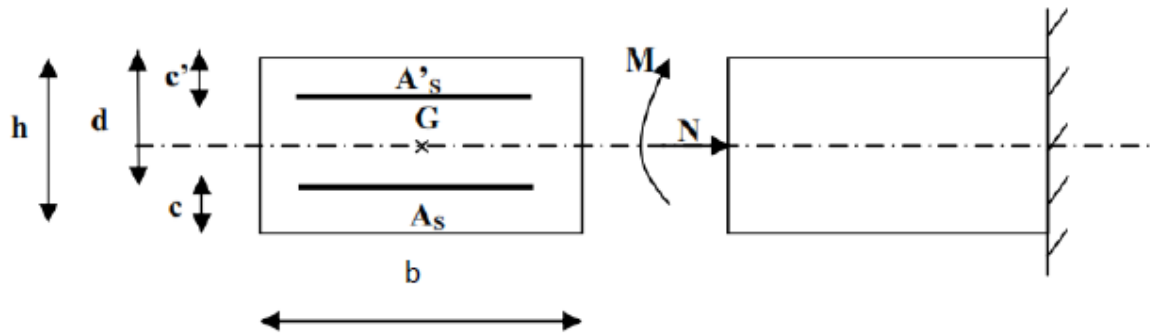


Figure III.4.4. Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

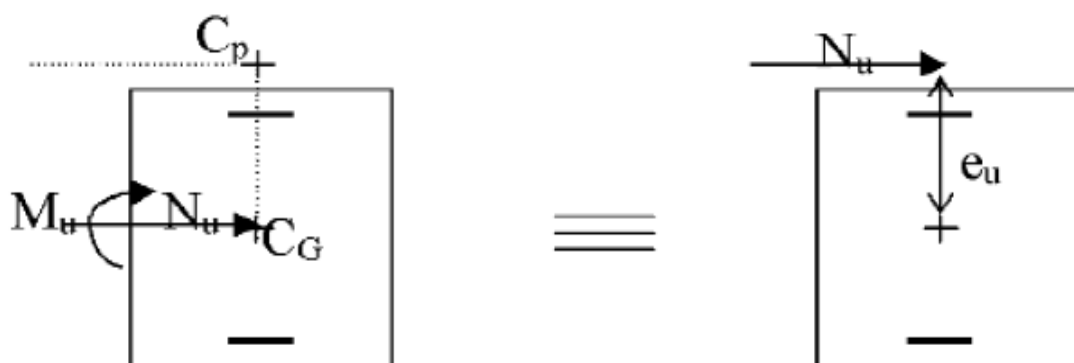
✚ Calcul a l'ELU :

a- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.403} = 0.37\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.025 = 0.025\text{m}$$

$$e_u = 37\text{cm} > 2.5\text{cm}$$

Donc le centre de pression 'cp' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.



Elle sera calculée à la flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_f pour déterminer les armatures fictives (A_f), puis se ramène à la flexion composée.

b- calcul de moment fictif :

$$g = eu + h/2 - c = 0,37 + 0,1/2 - 0,025 = 0,395$$

$$\text{Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 2,403 \times 0,395 = 0,949 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = 0,949 \text{ KN.m}$$

c- calcul des armatures en flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,949 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,0104$$

$$\mu_b = 0,0104 < \mu_b = 0,392 \implies \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,0104 \implies \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{0,949 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,342 \text{ cm}^2$$

d- Calcul des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,342 - \frac{2,403 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,272 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,272 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées (S.S.A).)}$$

III-4-5- Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité (BAEL.91/AN A-4-2-1) :**

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

$$A \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} X \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$\text{Avec: } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,78} = 0,337 \text{ m} = 33,7 \text{ cm}$$

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

Dou

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} X \frac{33,7 - 0,45 \times 8}{33,7 - 0,185 \times 8} = 0,902 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,902 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,272 \text{ cm}^2 \implies \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Donc nous adoptons une section $A_t = A_{min} = 0,902 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 \implies A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = A/4 = 3,93/4 = 0,982 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8=2.01\text{cm}^2$ avec un espacement $St=15\text{cm}$

➤ **Vérification du cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL :**

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{Mpa}$$

Avec : V_u : effort tranchant

τ_u : contrainte cisaillement

*** Fissuration préjudiciable [BAEL 91_modifié99] :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min(2.5; 4 \text{Mpa}) = 2.5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée,}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 157} = 0.132 \text{Mpa}$$

$$U_i = \text{périmètre utile} = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{cm} = 157 \text{mm}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ H.A; $\Psi_s = 1$ R.L

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0.132 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-4-6- vérification a l'ELS :

A)-Vérifications des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est expose aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$$

σ_{st} : contrainte dans les aciers tendues.

avec :

$$\sigma_{sc} \leq \sigma_{sc}$$

σ_{sc} : contrainte dans les aciers comprimée.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte limite dans les aciers comprimés.

σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé

❖ Dans l'acier (BAEL / Art A-4-5,33) :

. $\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'aciers comprimés(SSA).

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 d A_{st}}$$

On a:

$$\rho_1 = \frac{100 X A_{st}}{bd} = \frac{100 X 3.93}{100 X 8} = 0.491$$

$$\beta_1 = 0.894 \rightarrow K_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 X 10^3}{0.894 X 8 X 3.93} = 21.34 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{t28} \right\}$$

$\eta = 1,6$ pour les Barres H.A

$$\sigma_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 21.34 \text{ MPA} < \sigma_{st} = 201,633 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée

❖ Dans le béton :

Il faut vérifiée : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = 1/K \sigma_{st} = 0,031 x 21.34 = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

B)-Vérifications au séisme : (R.P.A.99-Art.6.2.3)

Les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1) :

Dans notre cas Zone III

$$A = 0,25$$

Groupe d'usage 2

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8)

Pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$

W_p : Poids de l'acrotère = 1.81 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.78 = 0.534 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.534 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant Pour notre acrotère :

- ❖ Armatures principales : **5HA10** avec un espacement **St = 20 cm.**
- ❖ Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 15 cm.**

✓ **Ferrailage de l'acrotère :**

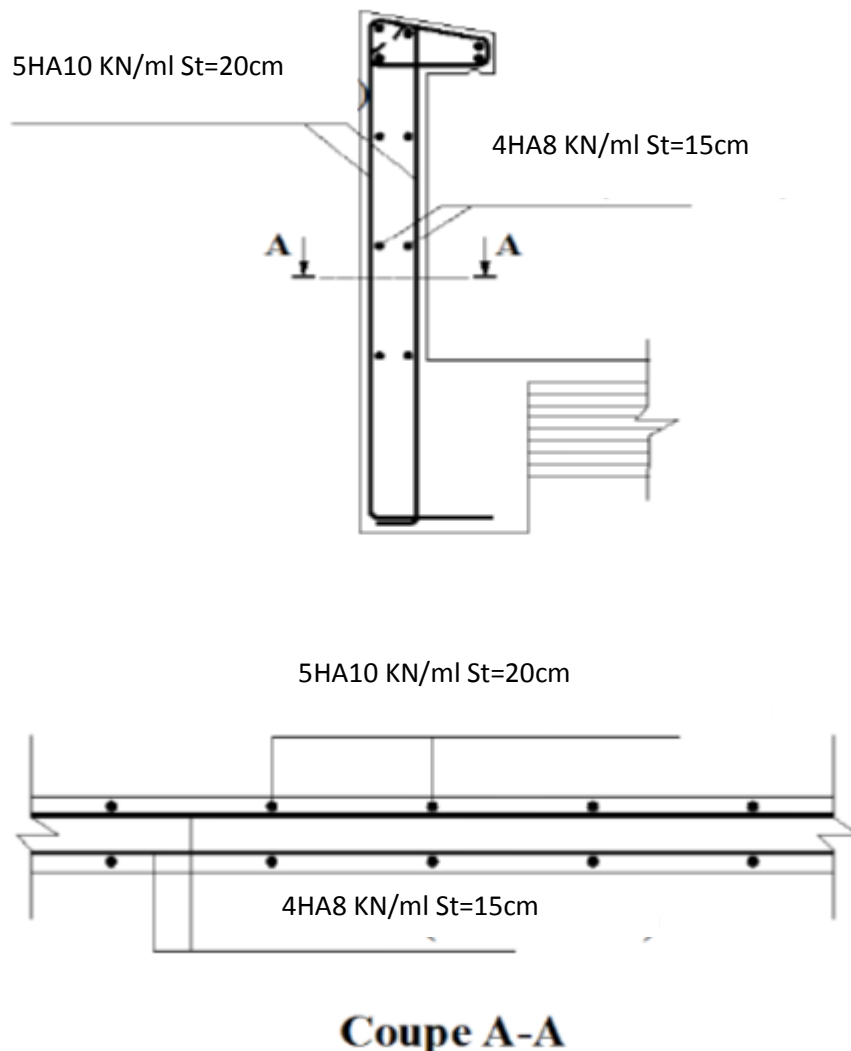


Figure III.4.5- ferrailage de l'acrotère

III.5. Calcul des balcons et du porte a faux :

III.5.1. définition :

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

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

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

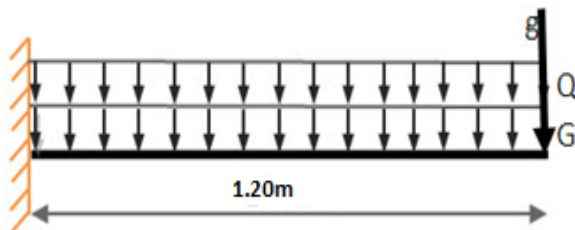


Figure.III.5.1- schéma statique du chargement des balcons.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

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

a. Dimensionnement du balcon :

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

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

b. Détermination des charges et surcharges du balcon :

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

Eléments		Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Dalle pleine		25 x 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22 x 0.02	0.44
	Mortier de pose	20 x 0.03	0.60
	Couche de sable	18 x 0.03	0.54
	Enduit de ciment	18 x 0.02	0.36
Somme (G)			5.69

TABLEAU III.5.1.charges de la dalle pleine et revêtements.

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

Eléments	Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Brique	10 x 0.10	1
Enduit de ciment	18 x 0.02 x 2	0.72
Somme (G)		1.72

TABLEAU III.5.2. charges de la Brique et enduit de ciment

- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

c. Combinaisons de charges :

- A L'ELU :

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

La dalle : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.69) + (1.5 \times 3.5) = 12.931 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN/ml}$

- A L'ELS :

La combinaison de charge est : $G + Q$

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.69 + 3.5 = 9.19 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_s = 1.72 \text{ KN/ml}$

- Calcul des moments fléchissant :

A L'ELU: $M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{12.931 (1.2)^2}{2} + 2.322 (1.2) = 12.096 \text{ kN.m}$

A L'ELS: $M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{9.19 (1.2)^2}{2} + 1.72 (1.2) = 8.68 \text{ kN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :

A L'ELU: $T_u = q_u l + g_u = 12.931 (1.2) + 2.322 = 17.839 \text{ kN}$.

A L'ELS: $T_s = q_s l + g_s = 9.19 (1.2) + 1.72 = 12.748 \text{ kN}$

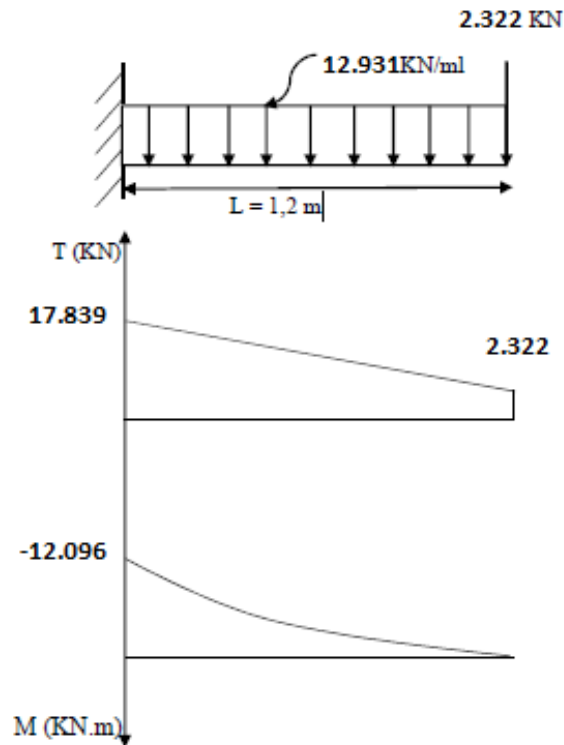


Figure III.5.2. Diagramme des efforts à ELU

d. Ferrailage :

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

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.096 \cdot 10^3}{100 (13)^2 \cdot 14.2} = 0.050 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$)

$$\mu_b = 0,050 \quad \beta = 0,974 \quad A_i = \frac{M_u}{bd f_{bu}} = \frac{12.096 \times 10^3}{0.974 (13)^3 \cdot 14.2} = 2.745 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²**

Avec **S_t = 25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{sadopté}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**

Avec **s_t = 30 cm**

e. Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\text{adopté}} \leq A_{\text{min}} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(100 \times 13) 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}$$

Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{17.839 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.137 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

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

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

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{17.839 \cdot 10^3}{0.9(130)4(3.14)12} = 1.01 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

f. Vérifications à L'ELS :

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

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée peu préjudiciable, on doit alors vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100xA}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\text{Donc } K_1 = 39.65 \quad \text{et } \beta_1 = 0.9085$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 X d X A} = \frac{8.68 \times 10^3}{0.9085 \times 13 \times 4.52} = 162.59 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 162.59 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 162.59 = 4,064 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,064 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée

- **Longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

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

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm ;}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm.}$

- **La fleche :(BAEL 91, Art B.6.5, 3)**

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

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{8.68}{10 \times 12.096} = 0.071 \quad \text{condition vérifiée}$$

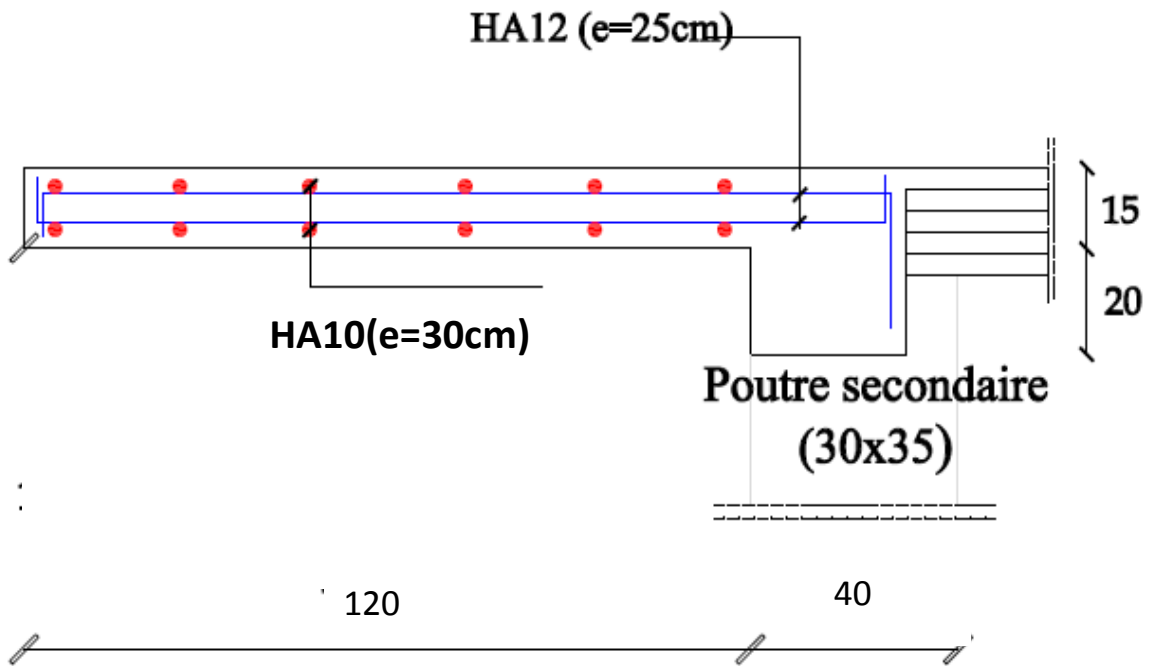
✓ **Conclusion :**

1) toutes les conditions sont vérifiées, la flèche est bien vérifiée

2) les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ **Armatures principales : 4HA12 avec St = 25 cm**
- ❖ **Armatures secondaires : 4HA10 avec St = 30 cm**

Ferraillage de balcon :



Figurs.III.5.3. ferrailage de balcon

CHAPITRE IV



etude de contreventement

Introduction :

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, en général horizontales tel que le vent, le séisme, la poussée des terres, donc il assure la stabilité du bâtiment vis-à-vis de ce genre de sollicitations.

Le contreventement est assuré par un ou plusieurs des dispositifs suivants :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction portiques voiles.
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventé entièrement par un noyau en béton armé.
- Portiques auto stable en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide et autres.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économiques.

Le but de ce chapitre est de déterminer les efforts horizontaux revenant aux portiques et aux voiles. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle de portiques auxquels nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.1- Méthode de calcul :

On assure la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux par des voiles disposés suivant les deux sens.

IV.2- Les inerties des refends pleins :

a. Refends longitudinaux :

$$L_y = \frac{el^3}{12} \quad I_x = \frac{le^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12} \ll I_y \quad \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x).}$$

b. Les refends transversaux :

$$L_y = \frac{el^3}{12} \quad I_x = \frac{le^3}{12}$$

$$L_y = \frac{el^3}{12} \ll I_x \quad \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).}$$

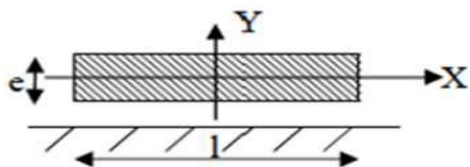


Figure IV.1 : Voile longitudinal.

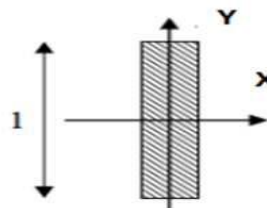


Figure IV.2 : Voile transversal.

Remarque :

Les longueurs des voiles sont les mêmes pour tous les niveaux.

- Inerties des voiles:

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
Sous sol 2 et sous sol 1	VL ₁ 01/02	3	0.2	0.45
	VL ₁ 03/04	3	0.2	0.45
	VL ₁ 05/06	3	0.2	0.45
	VL ₁ 07/08	3	0.2	0.45
	VL ₂ 01/02	2.5	0.2	0.26
	VL ₂ 03/04	2.5	0.2	0.26
SOMME				2.32

Tableaux IV.1.Sens longitudinal: sens X-X

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De RDC au 5 ^{ème} Niveaux	VL ₁ 09/14	3	0.2	0.45
	VL ₁ 15/20	3	0.2	0.45
	VL ₁ 21/26	3	0.2	0.45
	VL ₁ 27/32	3	0.2	0.45
	VL ₂ 05/10	2.5	0.2	0.26
	VL ₂ 11/16	2.5	0.2	0.26
SOMME				2.32

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m ⁴)
De 5 au sous sol	VT ₁ 01/02	4.13	0.2	1.17
	VT ₁ 03/04	4.13	0.2	1.17
	VT ₁ 05/10	4.13	0.2	1.17
	VT ₁ 11/16	4.13	0.2	1.17
	VT ₂ 01/02	5.05	0.2	2.15
	VT ₂ 03/08	5.05	0.2	2.15
SOMME				8.98
Tableaux IV.2.Sens transversal: sens Y-Y				

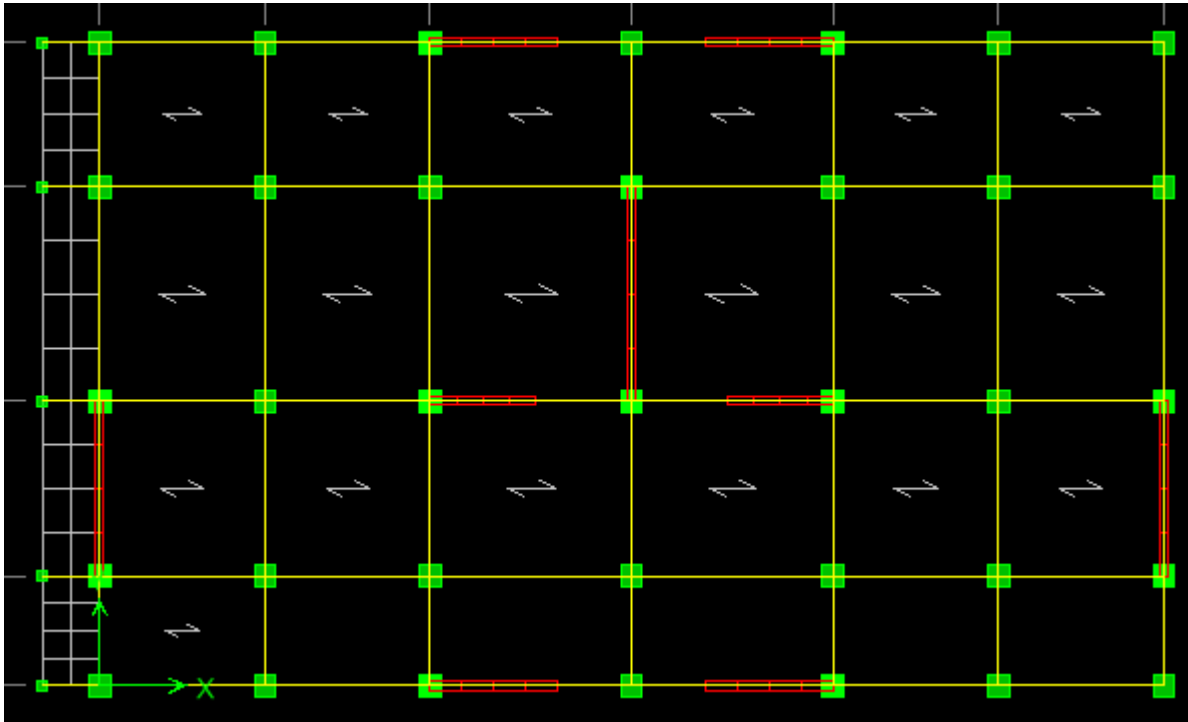


Figure IV.3 Disposition des voiles.

IV.3 Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.3.1 Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, qui permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, et de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul:

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - rectangulaire pour le vent.
 - triangulaire pour le séisme.
- 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.

IV.3.2 Etapes de calculs :

a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidités linéaires d'un poteau : $K_{POT} = I_{POT} / h_c$

Rigidités linéaires d'une poutre : $K_{POUT} = I_{POUT} / h_c$

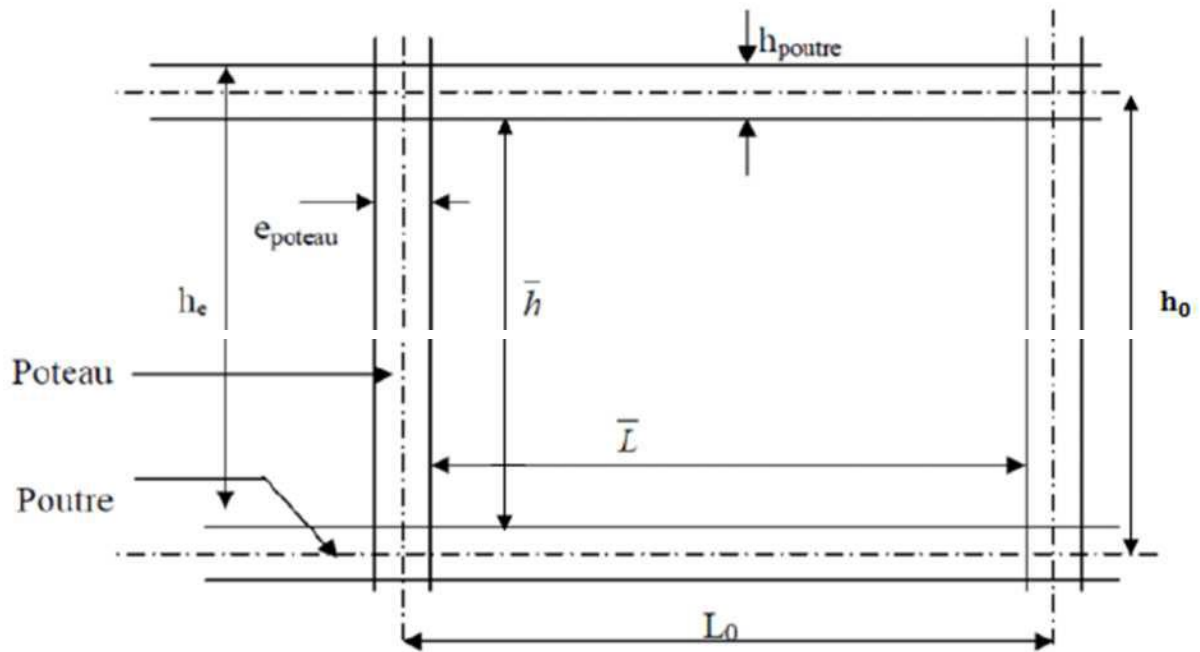


Figure IV.4 Identification des paramètres.

h: hauteur entre nus des poutres égale à $(h_0 - h_{pout})$

I: moment d'inertie de l'élément.

L: longueur entre nus des poteaux égale à $(L_0 - h_{pot})$

L₀: longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K: rigidités linéaires (poutre, poteau).

h₀: hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p: hauteur de la poutre.

e_p: largeur des poteaux.

$$h_c = h + 1/2 e_{pot}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} L_c : \text{longueur de calcul de poutre ;} \\ h_c : \text{hauteur de calcul de poteau} \end{array} \right.$

$$L_c = L + 1/2 h_{pout}$$

IV.4 Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

➤ Cas des étages courant:

En général :
$$K = \frac{\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}}{2K_{pot}}$$

K_1	K_2
	K_p
K_3	K_4

$$K = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

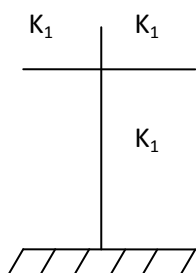
K_1	K_2
	K_p
	K_3

$$K = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

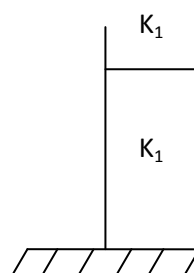
K_1
K_p
K_2

$$K = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

➤ Cas du RDC :



$$K = \frac{K1 + K2}{Kp}$$



$$K = \frac{K1}{Kp}$$

Tableau : IV.3. Rigidités linéaires des poutres transversales :

niveau	travée	L(cm)	H(cm)	L _c (cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)
RDC/ET5	1A-2A	218	40	238	160000	672.27
	2A-3A	373	40	393	160000	407.12
	3A-4A	465	40	485	160000	329.89
	4A-5A	300	40	320	160000	500
	1B-2B	218	40	238	160000	672.27
	2B-3B	373	40	393	160000	407.12
	3B-4B	465	40	485	160000	329.89
	4B-5B	300	40	320	160000	500
	1C-2C	218	40	238	160000	672.27
	2C-3C	373	40	393	160000	407.12
	3C-4C	465	40	485	160000	329.89
	4C-5C	300	40	320	160000	500
	1D-2D	218	40	238	160000	672.27
	2D-3D	373	40	393	160000	407.12
	3D-4D	465	40	485	160000	329.89
	4D-5D	300	40	320	160000	500
	1E-2E	218	40	238	160000	672.27
	2E-3E	373	40	393	160000	407.12
	3E-4E	465	40	485	160000	329.89
	4E-5E	300	40	320	160000	500
	1F-2F	218	40	238	160000	672.27
	2F-3F	373	40	393	160000	407.12
	3F-4F	465	40	485	160000	329.89
	4F-5F	300	40	320	160000	500
1G-2G	218	40	238	160000	672.27	
2G-3G	373	40	393	160000	407.12	
3G-4G	465	40	485	160000	329.89	

	4G-5G	300	40	320	160000	500
SS2/SS1	1A-2A	208	40	228	160000	701.75
	2A-3A	363	40	383	160000	417.75
	3A-4A	455	40	475	160000	336.84
	4A-5A	290	40	310	160000	516.13
	1B-2B	208	40	228	160000	701.75
	2B-3B	363	40	383	160000	417.75
	3B-4B	455	40	475	160000	336.84
	4B-5B	290	40	310	160000	516.13
	1C-2C	208	40	228	160000	701.75
	2C-3C	363	40	383	160000	417.75
	3C-4C	455	40	475	160000	336.84
	4C-5C	290	40	310	160000	516.13
	1D-2D	208	40	228	160000	701.75
	2D-3D	363	40	383	160000	417.75
	3D-4D	455	40	475	160000	336.84
	4D-5D	290	40	310	160000	516.13
	1E-2E	208	40	228	160000	701.75
	2E-3E	363	40	383	160000	417.75
	3E-4E	455	40	475	160000	336.84
	4E-5E	290	40	310	160000	516.13
	1F-2F	208	40	228	160000	701.75
	2F-3F	363	40	383	160000	417.75
	3F-4F	455	40	475	160000	336.84
	4F-5F	290	40	310	160000	516.13
1G-2G	208	40	228	160000	701.75	
2G-3G	363	40	383	160000	417.75	
3G-4G	455	40	475	160000	336.84	
4G-5G	290	40	310	160000	516.13	

Tableau : IV.4.Rigidités linéaires des poutres longitudinales

niveau	travée	L(cm)	H(cm)	L _c (cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)
RDC/ET5	1A-1B	350	35	367.5	107187.5	291.67
	1B-1C	350	35	367.5	107187.5	291.67
	1C-1D	435	35	452.5	107187.5	236.88
	1D-1E	435	35	452.5	107187.5	236.88
	1E-1F	350	35	367.5	107187.5	291.67
	1F-1G	350	35	367.5	107187.5	291.67
	2A-2B	350	35	367.5	107187.5	291.67

	2B-2C	350	35	367.5	107187.5	291.67
	2C-2D	435	35	452.5	107187.5	236.88
	2D-2E	435	35	452.5	107187.5	236.88
	2E-2F	350	35	367.5	107187.5	291.67
	2F-2G	350	35	367.5	107187.5	291.67
	3A-3B	350	35	367.5	107187.5	291.67
	3B-3C	350	35	367.5	107187.5	291.67
	3C-3D	435	35	452.5	107187.5	236.88
	3D-3E	435	35	452.5	107187.5	236.88
	3E-3F	350	35	367.5	107187.5	291.67
	3F-3G	350	35	367.5	107187.5	291.67
	4A-4B	350	35	367.5	107187.5	291.67
	4B-4C	350	35	367.5	107187.5	291.67
	4C-4D	435	35	452.5	107187.5	236.88
	4D-4E	435	35	452.5	107187.5	236.88
	4E-4F	350	35	367.5	107187.5	291.67
	4F-4G	350	35	367.5	107187.5	291.67
	5A-5B	350	35	367.5	107187.5	291.67
	5B-5C	350	35	367.5	107187.5	291.67
	5C-5D	435	35	452.5	107187.5	236.88
	5D-5E	435	35	452.5	107187.5	236.88
	5E-5F	350	35	367.5	107187.5	291.67
	5F-5G	350	35	367.5	107187.5	291.67
SS2/SS1	1A-1B	340	35	357.5	107187.5	299.82
	1B-1C	340	35	357.5	107187.5	299.82
	1C-1D	425	35	442.5	107187.5	242.23
	1D-1E	425	35	442.5	107187.5	242.23
	1E-1F	340	35	357.5	107187.5	299.82
	1F-1G	340	35	357.5	107187.5	299.82
	2A-2B	340	35	357.5	107187.5	299.82
	2B-2C	340	35	357.5	107187.5	299.82
	2C-2D	425	35	442.5	107187.5	242.23
	2D-2E	425	35	442.5	107187.5	242.23
	2E-2F	340	35	357.5	107187.5	299.82
	2F-2G	340	35	357.5	107187.5	299.82
	3A-3B	340	35	357.5	107187.5	299.82
	3B-3C	340	35	357.5	107187.5	299.82
	3C-3D	425	35	442.5	107187.5	242.23
	3D-3E	425	35	442.5	107187.5	242.23
3E-3F	340	35	357.5	107187.5	299.82	

3F-3G	340	35	357.5	107187.5	299.82
4A-4B	340	35	357.5	107187.5	299.82
4B-4C	340	35	357.5	107187.5	299.82
4C-4D	425	35	442.5	107187.5	242.23
4D-4E	425	35	442.5	107187.5	242.23
4E-4F	340	35	357.5	107187.5	299.82
4F-4G	340	35	357.5	107187.5	299.82
5A-5B	340	35	357.5	107187.5	299.82
5B-5C	340	35	357.5	107187.5	299.82
5C-5D	425	35	442.5	107187.5	242.23
5D-5E	425	35	442.5	107187.5	242.23
5E-5F	340	35	357.5	107187.5	299.82
5F-5G	340	35	357.5	107187.5	299.82

Tableau : IV.5. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal

niveau	poteaux	h(cm)	epot(cm)	h _c (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)
	2A	266	40	286	213333.33	745.92
	3A	266	40	286	213333.33	745.92
	4A	266	40	286	213333.33	745.92
	1B	266	40	286	213333.33	745.92
	2B	266	40	286	213333.33	745.92
	3B	266	40	286	213333.33	745.92
	4B	266	40	286	213333.33	745.92
	5B	266	40	286	213333.33	745.92
	1C	266	40	286	213333.33	745.92
	2C	266	40	286	213333.33	745.92
	3C	266	40	286	213333.33	745.92
	4C	266	40	286	213333.33	745.92
	5C	266	40	286	213333.33	745.92
	1D	266	40	286	213333.33	745.92
	2D	266	40	286	213333.33	745.92
	3D	266	40	286	213333.33	745.92
	4D	266	40	286	213333.33	745.92
	5D	266	40	286	213333.33	745.92
	1E	266	40	286	213333.33	745.92
	2E	266	40	286	213333.33	745.92
	3E	266	40	286	213333.33	745.92
	4E	266	40	286	213333.33	745.92
	5E	266	40	286	213333.33	745.92

	2F	266	40	286	213333.33	745.92
	3F	266	40	286	213333.33	745.92
	4F	266	40	286	213333.33	745.92
	5F	266	40	286	213333.33	745.92
	2G	266	40	286	213333.33	745.92
	3G	266	40	286	213333.33	745.92
	4G	266	40	286	213333.33	745.92
SS1	1A	300	50	325	520833.33	1602.56
	2A	300	50	325	520833.33	1602.56
	3A	300	50	325	520833.33	1602.56
	4A	300	50	325	520833.33	1602.56
	5A	300	50	325	520833.33	1602.56
	1B	300	50	325	520833.33	1602.56
	2B	300	50	325	520833.33	1602.56
	3B	300	50	325	520833.33	1602.56
	4B	300	50	325	520833.33	1602.56
	5B	300	50	325	520833.33	1602.56
	1C	300	50	325	520833.33	1602.56
	2C	300	50	325	520833.33	1602.56
	3C	300	50	325	520833.33	1602.56
	4C	300	50	325	520833.33	1602.56
	5C	300	50	325	520833.33	1602.56
	1D	300	50	325	520833.33	1602.56
	2D	300	50	325	520833.33	1602.56
	3D	300	50	325	520833.33	1602.56
	4D	300	50	325	520833.33	1602.56
	5D	300	50	325	520833.33	1602.56
	1E	300	50	325	520833.33	1602.56
	2E	300	50	325	520833.33	1602.56
	3E	300	50	325	520833.33	1602.56
	4E	300	50	325	520833.33	1602.56
	5E	300	50	325	520833.33	1602.56
	1F	300	50	325	520833.33	1602.56
	2F	300	50	325	520833.33	1602.56
	3F	300	50	325	520833.33	1602.56
	4F	300	50	325	520833.33	1602.56
	5F	300	50	325	520833.33	1602.56
1G	300	50	325	520833.33	1602.56	
2G	300	50	325	520833.33	1602.56	
3G	300	50	325	520833.33	1602.56	

	4G	300	50	325	520833.33	1602.56
	5G	300	50	325	520833.33	1602.56
SS2	1A	402	50	427	520833.33	1219.75
	2A	402	50	427	520833.33	1219.75
	3A	402	50	427	520833.33	1219.75
	4A	402	50	427	520833.33	1219.75
	5A	402	50	427	520833.33	1219.75
	1B	402	50	427	520833.33	1219.75
	2B	402	50	427	520833.33	1219.75
	3B	402	50	427	520833.33	1219.75
	4B	402	50	427	520833.33	1219.75
	5B	402	50	427	520833.33	1219.75
	1C	402	50	427	520833.33	1219.75
	2C	402	50	427	520833.33	1219.75
	3C	402	50	427	520833.33	1219.75
	4C	402	50	427	520833.33	1219.75
	5C	402	50	427	520833.33	1219.75
	1D	402	50	427	520833.33	1219.75
	2D	402	50	427	520833.33	1219.75
	3D	402	50	427	520833.33	1219.75
	4D	402	50	427	520833.33	1219.75
	5D	402	50	427	520833.33	1219.75
	1E	402	50	427	520833.33	1219.75
	2E	402	50	427	520833.33	1219.75
	3E	402	50	427	520833.33	1219.75
	4E	402	50	427	520833.33	1219.75
	5E	402	50	427	520833.33	1219.75
1F	402	50	427	520833.33	1219.75	
2F	402	50	427	520833.33	1219.75	
3F	402	50	427	520833.33	1219.75	
4F	402	50	427	520833.33	1219.75	
5F	402	50	427	520833.33	1219.75	
1G	402	50	427	520833.33	1219.75	
2G	402	50	427	520833.33	1219.75	
3G	402	50	427	520833.33	1219.75	
4G	402	50	427	520833.33	1219.75	
5G	402	50	427	520833.33	1219.75	

Tableau : IV.6. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal :

niveau	poteaux	h(cm)	epot(cm)	h _c (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)
	1A	271	40	291	213333.33	733.10
	1B	271	40	291	213333.33	733.10
	1C	271	40	291	213333.33	733.10
	1D	271	40	291	213333.33	733.10
	1E	271	40	291	213333.33	733.10
	1F	271	40	291	213333.33	733.10
	1G	271	40	291	213333.33	733.10
	2A	271	40	291	213333.33	733.10
	2B	271	40	291	213333.33	733.10
	2C	271	40	291	213333.33	733.10
	2D	271	40	291	213333.33	733.10
	2E	271	40	291	213333.33	733.10
	2F	271	40	291	213333.33	733.10
	2G	271	40	291	213333.33	733.10
	3A	271	40	291	213333.33	733.10
	3B	271	40	291	213333.33	733.10
	3C	271	40	291	213333.33	733.10
	3D	271	40	291	213333.33	733.10
	3E	271	40	291	213333.33	733.10
	3F	271	40	291	213333.33	733.10
	3G	271	40	291	213333.33	733.10
	4A	271	40	291	213333.33	733.10
	4B	271	40	291	213333.33	733.10
	4C	271	40	291	213333.33	733.10
	4D	271	40	291	213333.33	733.10
	4E	271	40	291	213333.33	733.10
	4F	271	40	291	213333.33	733.10
	4G	271	40	291	213333.33	733.10
	5A	271	40	291	213333.33	733.10
	5B	271	40	291	213333.33	733.10
	5C	271	40	291	213333.33	733.10
	5D	271	40	291	213333.33	733.10
	5E	271	40	291	213333.33	733.10
	5F	271	40	291	213333.33	733.10
	5G	271	40	291	213333.33	733.10
	1A	305	50	330	520833.33	1578.28
	1B	305	50	330	520833.33	1578.28

SS1	1C	305	50	330	520833.33	1578.28
	1D	305	50	330	520833.33	1578.28
	1E	305	50	330	520833.33	1578.28
	1F	305	50	330	520833.33	1578.28
	1G	305	50	330	520833.33	1578.28
	2A	305	50	330	520833.33	1578.28
	2B	305	50	330	520833.33	1578.28
	2C	305	50	330	520833.33	1578.28
	2D	305	50	330	520833.33	1578.28
	2E	305	50	330	520833.33	1578.28
	2F	305	50	330	520833.33	1578.28
	2G	305	50	330	520833.33	1578.28
	3A	305	50	330	520833.33	1578.28
	3B	305	50	330	520833.33	1578.28
	3C	305	50	330	520833.33	1578.28
	3D	305	50	330	520833.33	1578.28
	3E	305	50	330	520833.33	1578.28
	3F	305	50	330	520833.33	1578.28
	3G	305	50	330	520833.33	1578.28
	4A	305	50	330	520833.33	1578.28
	4B	305	50	330	520833.33	1578.28
	4C	305	50	330	520833.33	1578.28
	4D	305	50	330	520833.33	1578.28
	4E	305	50	330	520833.33	1578.28
	4F	305	50	330	520833.33	1578.28
	4G	305	50	330	520833.33	1578.28
	5A	305	50	330	520833.33	1578.28
	5B	305	50	330	520833.33	1578.28
	5C	305	50	330	520833.33	1578.28
	5D	305	50	330	520833.33	1578.28
	5E	305	50	330	520833.33	1578.28
5F	305	50	330	520833.33	1578.28	
5G	305	50	330	520833.33	1578.28	
SS2	1A	407	50	432	520833.33	1205.63
	1B	407	50	432	520833.33	1205.63
	1C	407	50	432	520833.33	1205.63
	1D	407	50	432	520833.33	1205.63
	1E	407	50	432	520833.33	1205.63
	1F	407	50	432	520833.33	1205.63
	1G	407	50	432	520833.33	1205.63

2A	407	50	432	520833.33	1205.63
2B	407	50	432	520833.33	1205.63
2C	407	50	432	520833.33	1205.63
2D	407	50	432	520833.33	1205.63
2E	407	50	432	520833.33	1205.63
2F	407	50	432	520833.33	1205.63
2G	407	50	432	520833.33	1205.63
3A	407	50	432	520833.33	1205.63
3B	407	50	432	520833.33	1205.63
3C	407	50	432	520833.33	1205.63
3D	407	50	432	520833.33	1205.63
3E	407	50	432	520833.33	1205.63
3F	407	50	432	520833.33	1205.63
3G	407	50	432	520833.33	1205.63
4A	407	50	432	520833.33	1205.63
4B	407	50	432	520833.33	1205.63
4C	407	50	432	520833.33	1205.63
4D	407	50	432	520833.33	1205.63
4E	407	50	432	520833.33	1205.63
4F	407	50	432	520833.33	1205.63
4G	407	50	432	520833.33	1205.63
5A	407	50	432	520833.33	1205.63
5B	407	50	432	520833.33	1205.63
5C	407	50	432	520833.33	1205.63
5D	407	50	432	520833.33	1205.63
5E	407	50	432	520833.33	1205.63
5F	407	50	432	520833.33	1205.63
5G	407	50	432	520833.33	1205.63

c) Calcul des coefficients correcteurs:

✓ Niveau courant :

$$a_{ij} = \frac{K}{2+K}$$

✓ Niveau RDC :

$$a_{ij} = \frac{0.5+K}{2+K}$$

d) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

✓ Niveau courant :

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{12E}{hc^2}$$

✓ Niveau RDC :

- Poteau encasté à sa base :

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{12E}{hc^2}$$

- Poteau articulé à sa base :

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{3E}{hc^2}$$

E : module de déformation du béton E=321641,95[daN /cm²].

e) Calcul des rigidités des portiques par niveau :

f) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

R_{jx}=Σr_{ijx} Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

R_{jy}=Σr_{ijy} Pour chaque niveau dans le sens transversal

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau : IV.7. Rigidités par niveaux des portiques transversaux

Niveau	Poteau x	h _c (c m)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)	travée	K _{POU} (cm ³)	K	a _j	r _{jy} (kn/cm)	
	2A	286	213333.33	745.92	1A-2A	672.27	0.9	0.31	109.11	3424.68
	3A	286	213333.33	745.92	2A-3A	407.12	1.44	0.41	144.31	
	4A	286	213333.33	745.92	3A-4A	329.89	0.98	0.32	112.63	
	1B	286	213333.33	745.92	4A-5A	500	1.11	0.35	123.19	
	2B	286	213333.33	745.92	1B-2B	672.27	0.9	0.31	109.11	
	3B	286	213333.33	745.92	2B-3B	407.12	1.44	0.41	144.31	
	4B	286	213333.33	745.92	3B-4B	329.89	0.98	0.32	112.63	
	5B	286	213333.33	745.92	4B-5B	500	1.11	0.35	123.19	
	1C	286	213333.33	745.92	1C-2C	672.27	0.9	0.31	109.11	
	2C	286	213333.33	745.92	2C-3C	407.12	1.44	0.41	144.31	
	3C	286	213333.33	745.92	3C-4C	329.89	0.98	0.32	112.63	
	4C	286	213333.33	745.92	4C-5C	500	1.11	0.35	123.19	
	5C	286	213333.33	745.92						
	1D	286	213333.33	745.92	1D-2D	672.27	0.9	0.31	109.11	
	2D	286	213333.33	745.92	2D-3D	407.12	1.44	0.41	144.31	
	3D	286	213333.33	745.92	3D-4D	329.89	0.98	0.32	112.63	
	4D	286	213333.33	745.92	4D-5D	500	1.11	0.35	123.19	
	5D	286	213333.33	745.92						
	1E	286	213333.33	745.92	1E-2E	672.27	0.9	0.31	109.11	
	2E	286	213333.33	745.92	2E-3E	407.12	1.44	0.41	144.31	

	3E	286	213333.33	745.92	3E-4E	329.89	0.98	0.32	112.63	
	4E	286	213333.33	745.92	4E-5E	500	1.11	0.35	123.19	
	5E	286	213333.33	745.92	1F-2F	672.27	0.9	0.31	109.11	
	2F	286	213333.33	745.92	2F-3F	407.12	1.44	0.41	144.31	
	3F	286	213333.33	745.92	3F-4F	329.89	0.98	0.32	112.63	
	4F	286	213333.33	745.92	4F-5F	500	1.11	0.35	123.19	
	5F	286	213333.33	745.92	1G-2G	672.27	0.9	0.31	109.11	
	2G	286	213333.33	745.92	2G-3G	407.12	1.44	0.41	144.31	
	3G	286	213333.33	745.92	3G-4G	329.89	0.98	0.32	112.63	
	4G	286	213333.33	745.92	4G-5G	500	1.11	0.35	123.19	
SS1	1A	325	520833.33	1602.56	1A-2A	701.75	0.43	0.17	99.55	3361.26
	2A	325	520833.33	1602.56	2A-3A	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3A	325	520833.33	1602.56	3A-4A	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4A	325	520833.33	1602.56	4A-5A	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5A	325	520833.33	1602.56						
	1B	325	520833.33	1602.56	1B-2B	701.75	0.43	0.17	99.55	
	2B	325	520833.33	1602.56	2B-3B	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3B	325	520833.33	1602.56	3B-4B	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4B	325	520833.33	1602.56	4B-5B	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5B	325	520833.33	1602.56						
	1C	325	520833.33	1602.56	1C-2C	701.75	0.43	0.17	99.55	
	2C	325	520833.33	1602.56	2C-3C	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3C	325	520833.33	1602.56	3C-4C	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4C	325	520833.33	1602.56	4C-5C	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5C	325	520833.33	1602.56						
	1D	325	520833.33	1602.56	1D-2D	701.75	0.43	0.17	99.55	
	2D	325	520833.33	1602.56	2D-3D	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3D	325	520833.33	1602.56	3D-4D	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4D	325	520833.33	1602.56	4D-5D	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5D	325	520833.33	1602.56						
	1E	325	520833.33	1602.56	1E-2E	701.75	0.43	0.17	99.55	
	2E	325	520833.33	1602.56	2E-3E	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3E	325	520833.33	1602.56	3E-4E	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4E	325	520833.33	1602.56	4E-5E	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5E	325	520833.33	1602.56						
1F	325	520833.33	1602.56	1F-2F	701.75	0.43	0.17	99.55		
2F	325	520833.33	1602.56	2F-3F	417.75	0.69	0.25	146.40		
3F	325	520833.33	1602.56	3F-4F	336.84	0.47	0.19	111.26		
4F	325	520833.33	1602.56	4F-5F	516.13	0.53	0.21	122.97		
5F	325	520833.33	1602.56							

	1G	325	520833.33	1602.56	1G-2G	701.75	0.43	0.17	99.55	
	2G	325	520833.33	1602.56	2G-3G	417.75	0.69	0.25	146.40	
	3G	325	520833.33	1602.56	3G-4G	336.84	0.47	0.19	111.26	
	4G	325	520833.33	1602.56	4G-5G	516.13	0.53	0.21	122.97	
	5G	325	520833.33	1602.56						
SS2	1A	427	520833.33	1219.75	1A-2A	701.75	0.57	0.22	56.80	1825.39
	2A	427	520833.33	1219.75	2A-3A	417.75	0.91	0.31	80.04	
	3A	427	520833.33	1219.75	3A-4A	336.84	0.61	0.23	59.38	
	4A	427	520833.33	1219.75	4A-5A	516.13	0.69	0.25	64.55	
	5A	427	520833.33	1219.75						
	1B	427	520833.33	1219.75	1B-2B	701.75	0.57	0.22	56.80	
	2B	427	520833.33	1219.75	2B-3B	417.75	0.91	0.31	80.04	
	3B	427	520833.33	1219.75	3B-4B	336.84	0.61	0.23	59.38	
	4B	427	520833.33	1219.75	4B-5B	516.13	0.69	0.25	64.55	
	5B	427	520833.33	1219.75						
	1C	427	520833.33	1219.75	1C-2C	701.75	0.57	0.22	56.80	
	2C	427	520833.33	1219.75	2C-3C	417.75	0.91	0.31	80.04	
	3C	427	520833.33	1219.75	3C-4C	336.84	0.61	0.23	59.38	
	4C	427	520833.33	1219.75	4C-5C	516.13	0.69	0.25	64.55	
	5C	427	520833.33	1219.75						
	1D	427	520833.33	1219.75	1D-2D	701.75	0.57	0.22	56.80	
	2D	427	520833.33	1219.75	2D-3D	417.75	0.91	0.31	80.04	
	3D	427	520833.33	1219.75	3D-4D	336.84	0.61	0.23	59.38	
	4D	427	520833.33	1219.75	4D-5D	516.13	0.69	0.25	64.55	
	5D	427	520833.33	1219.75						
	1E	427	520833.33	1219.75	1E-2E	701.75	0.57	0.22	56.80	
	2E	427	520833.33	1219.75	2E-3E	417.75	0.91	0.31	80.04	
	3E	427	520833.33	1219.75	3E-4E	336.84	0.61	0.23	59.38	
	4E	427	520833.33	1219.75	4E-5E	516.13	0.69	0.25	64.55	
	5E	427	520833.33	1219.75						
1F	427	520833.33	1219.75	1F-2F	701.75	0.57	0.22	56.80		
2F	427	520833.33	1219.75	2F-3F	417.75	0.91	0.31	80.04		
3F	427	520833.33	1219.75	3F-4F	336.84	0.61	0.23	59.38		
4F	427	520833.33	1219.75	4F-5F	516.13	0.69	0.25	64.55		
5F	427	520833.33	1219.75							
1G	427	520833.33	1219.75	1G-2G	701.75	0.57	0.22	56.80		
2G	427	520833.33	1219.75	2G-3G	417.75	0.91	0.31	80.04		
3G	427	520833.33	1219.75	3G-4G	336.84	0.61	0.23	59.38		
4G	427	520833.33	1219.75	4G-5G	516.13	0.69	0.25	64.55		
5G	427	520833.33	1219.75							

Tableau : IV.8 Rigidités par niveau des portiques longitudinaux :

niveau	poteaux	$h_c(\text{cm})$	$I_{\text{pot}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pot}}(\text{cm}^3)$	travée	K_{POU}	K	a_{jx}	R_{jx}	R_{jx}
	1A	291	213333.33	733.10	1A-1B	291.67	0.39	0.16	53.46	2472.45
	1B	291	213333.33	733.10	1B-1C	291.67	0.79	0.28	93.55	
	1C	291	213333.33	733.10	1C-1D	236.88	0.72	0.26	86.87	
	1D	291	213333.33	733.10	1D-1E	236.88	0.64	0.24	80.19	
	1E	291	213333.33	733.10	1E-1F	291.67	0.72	0.26	86.87	
	1F	291	213333.33	733.10	1F-1G	291.67	0.79	0.28	93.55	
	1G	291	213333.33	733.10						
	2A	291	213333.33	733.10	2A-2B	291.67	0.39	0.16	53.46	
	2B	291	213333.33	733.10	2B-2C	291.67	0.79	0.28	93.55	
	2C	291	213333.33	733.10	2C-2D	236.88	0.72	0.26	86.87	
	2D	291	213333.33	733.10	2D-2E	236.88	0.64	0.24	80.19	
	2E	291	213333.33	733.10	2E-2F	291.67	0.72	0.26	86.87	
	2F	291	213333.33	733.10	2F-2G	291.67	0.79	0.28	93.55	
	2G	291	213333.33	733.10						
	3A	291	213333.33	733.10	3A-3B	291.67	0.39	0.16	53.46	
	3B	291	213333.33	733.10	3B-3C	291.67	0.79	0.28	93.55	
	3C	291	213333.33	733.10	3C-3D	236.88	0.72	0.26	86.87	
	3D	291	213333.33	733.10	3D-3E	236.88	0.64	0.24	80.19	
	3E	291	213333.33	733.10	3E-3F	291.67	0.72	0.26	86.87	
	3F	291	213333.33	733.10	3F-3G	291.67	0.79	0.28	93.55	
	3G	291	213333.33	733.10						
	4A	291	213333.33	733.10	4A-4B	291.67	0.39	0.16	53.46	
	4B	291	213333.33	733.10	4B-4C	291.67	0.79	0.28	93.55	
	4C	291	213333.33	733.10	4C-4D	236.88	0.72	0.26	86.87	
	4D	291	213333.33	733.10	4D-4E	236.88	0.64	0.24	80.19	
	4E	291	213333.33	733.10	4E-4F	291.67	0.72	0.26	86.87	
	4F	291	213333.33	733.10	4F-4G	291.67	0.79	0.28	93.55	
	4G	291	213333.33	733.10						
	5A	291	213333.33	733.10	5A-5B	291.67	0.39	0.16	53.46	
	5B	291	213333.33	733.10	5B-5C	291.67	0.79	0.28	93.55	
	5C	291	213333.33	733.10	5C-5D	236.88	0.72	0.26	86.87	
	5D	291	213333.33	733.10	5D-5E	236.88	0.64	0.24	80.19	
	5E	291	213333.33	733.10	5E-5F	291.67	0.72	0.26	86.87	
	5F	291	213333.33	733.10	5F-5G	291.67	0.79	0.28	93.55	
	5G	291	213333.33	733.10						
	1A	330	520833.33	1578.28	1A-1B	299.82	0.19	0.08	44.75	
	1B	330	520833.33	1578.28	1B-1C	299.82	0.38	0.16	89.53	

SS1	1C	330	520833.33	1578.28	1C-1D	242.23	0.34	0.14	78.34	2266.15
	1D	330	520833.33	1578.28	1D-1E	242.23	0.30	0.13	72.74	
	1E	330	520833.33	1578.28	1E-1F	299.82	0.34	0.14	78.34	
	1F	330	520833.33	1578.28	1F-1G	299.82	0.38	0.16	89.53	
	1G	330	520833.33	1578.28						
	2A	330	520833.33	1578.28	2A-2B	299.82	0.19	0.08	44.75	
	2B	330	520833.33	1578.28	2B-2C	299.82	0.38	0.16	89.53	
	2C	330	520833.33	1578.28	2C-2D	242.23	0.34	0.14	78.34	
	2D	330	520833.33	1578.28	2D-2E	242.23	0.30	0.13	72.74	
	2E	330	520833.33	1578.28	2E-2F	299.82	0.34	0.14	78.34	
	2F	330	520833.33	1578.28	2F-2G	299.82	0.38	0.16	89.53	
	2G	330	520833.33	1578.28						
	3A	330	520833.33	1578.28	3A-3B	299.82	0.19	0.08	44.75	
	3B	330	520833.33	1578.28	3B-3C	299.82	0.38	0.16	89.53	
	3C	330	520833.33	1578.28	3C-3D	242.23	0.34	0.14	78.34	
	3D	330	520833.33	1578.28	3D-3E	242.23	0.30	0.13	72.74	
	3E	330	520833.33	1578.28	3E-3F	299.82	0.34	0.14	78.34	
	3F	330	520833.33	1578.28	3F-3G	299.82	0.38	0.16	89.53	
	3G	330	520833.33	1578.28						
	4A	330	520833.33	1578.28	4A-4B	299.82	0.19	0.08	44.75	
	4B	330	520833.33	1578.28	4B-4C	299.82	0.38	0.16	89.53	
	4C	330	520833.33	1578.28	4C-4D	242.23	0.34	0.14	78.34	
	4D	330	520833.33	1578.28	4D-4E	242.23	0.30	0.13	72.74	
	4E	330	520833.33	1578.28	4E-4F	299.82	0.34	0.14	78.34	
	4F	330	520833.33	1578.28	4F-4G	299.82	0.38	0.16	89.53	
	4G	330	520833.33	1578.28						
	5A	330	520833.33	1578.28	5A-5B	299.82	0.19	0.08	44.75	
	5B	330	520833.33	1578.28	5B-5C	299.82	0.38	0.16	89.53	
	5C	330	520833.33	1578.28	5C-5D	242.23	0.34	0.14	78.34	
	5D	330	520833.33	1578.28	5D-5E	242.23	0.30	0.13	72.74	
	5E	330	520833.33	1578.28	5E-5F	299.82	0.34	0.14	78.34	
	5F	330	520833.33	1578.28	5F-5G	299.82	0.38	0.16	89.53	
5G	330	520833.33	1578.28							
SS2	1A	432	520833.33	1205.63	1A-1B	299.82	0.24	0.10	24.93	1246.6
	1B	432	520833.33	1205.63	1B-1C	299.82	0.49	0.19	47.37	
	1C	432	520833.33	1205.63	1C-1D	242.23	0.45	0.18	44.88	
	1D	432	520833.33	1205.63	1D-1E	242.23	0.40	0.16	39.89	
	1E	432	520833.33	1205.63	1E-1F	299.82	0.45	0.18	44.88	
	1F	432	520833.33	1205.63	1F-1G	299.82	0.49	0.19	47.37	
	1G	432	520833.33	1205.63						

2A	432	520833.33	1205.63	2A-2B	299.82	0.24	0.10	24.93
2B	432	520833.33	1205.63	2B-2C	299.82	0.49	0.19	47.37
2C	432	520833.33	1205.63	2C-2D	242.23	0.45	0.18	44.88
2D	432	520833.33	1205.63	2D-2E	242.23	0.40	0.16	39.89
2E	432	520833.33	1205.63	2E-2F	299.82	0.45	0.18	44.88
2F	432	520833.33	1205.63	2F-2G	299.82	0.49	0.19	47.37
2G	432	520833.33	1205.63					
3A	432	520833.33	1205.63	3A-3B	299.82	0.24	0.10	24.93
3B	432	520833.33	1205.63	3B-3C	299.82	0.49	0.19	47.37
3C	432	520833.33	1205.63	3C-3D	242.23	0.45	0.18	44.88
3D	432	520833.33	1205.63	3D-3E	242.23	0.40	0.16	39.89
3E	432	520833.33	1205.63	3E-3F	299.82	0.45	0.18	44.88
3F	432	520833.33	1205.63	3F-3G	299.82	0.49	0.19	47.37
3G	432	520833.33	1205.63					
4A	432	520833.33	1205.63	4A-4B	299.82	0.24	0.10	24.93
4B	432	520833.33	1205.63	4B-4C	299.82	0.49	0.19	47.37
4C	432	520833.33	1205.63	4C-4D	242.23	0.45	0.18	44.88
4D	432	520833.33	1205.63	4D-4E	242.23	0.40	0.16	39.89
4E	432	520833.33	1205.63	4E-4F	299.82	0.45	0.18	44.88
4F	432	520833.33	1205.63	4F-4G	299.82	0.49	0.19	47.37
4G	432	520833.33	1205.63					
5A	432	520833.33	1205.63	5A-5B	299.82	0.24	0.10	24.93
5B	432	520833.33	1205.63	5B-5C	299.82	0.49	0.19	47.37
5C	432	520833.33	1205.63	5C-5D	242.23	0.45	0.18	44.88
5D	432	520833.33	1205.63	5D-5E	242.23	0.40	0.16	39.89
5E	432	520833.33	1205.63	5E-5F	299.82	0.45	0.18	44.88
5F	432	520833.33	1205.63	5F-5G	299.82	0.49	0.19	47.37
5G	432	520833.33	1205.63					

IV.5 Calcul rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{Vx} = \frac{12EI_y}{he^3} \quad \text{(Voiles longitudinaux)}$$

$$R_{Vy} = \frac{12EI_x}{he^3} \quad \text{(Voiles transversaux)}$$

Avec :

he : hauteur d'étage.

E : module de Young.

I_x et I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

Tableau IV.9 Sens transversal : sens Y-Y

Niveau	Voile	He	$I(m^4)$	E	R_{JY}
De 5 au sous sol	VT ₁ 01	4.42	1.17	32164195.12	5229654.37
	VT ₁ 02	3.4	1.17	32164195.12	11489550.67
	VT ₁ 03	4.42	1.17	32164195.12	5229654.37
	VT ₁ 04	3.4	1.17	32164195.12	11489550.67
	VT ₁ 05/10	3.06	1.17	32164195.12	15760700.51
	VT ₁ 11/16	3.06	1.17	32164195.12	15760700.51
	VT ₂ 01	4.42	2.15	32164195.12	9610048.64
	VT ₂ 02	3.4	2.15	32164195.12	21113276.87
	VT ₂ 03/08	3.06	2.15	32164195.12	28961971.02
SOMME					124645108

Tableau IV.10 Sens longitudinal : sens X-X

Niveau	Voile	He	$I(m^4)$	E	R_{JX}
Sous sol 2 et sous sol 1	VL ₁ 01	4.42	0.45	32164195.12	2011405,53
	VL ₁ 02	3.4	0.45	32164195.12	4419057,95
	VL ₁ 03	4,42	0.45	32164195.12	2011405,53
	VL ₁ 04	3.4	0.45	32164195.12	4419057,95
	VL ₁ 05	4.42	0.45	32164195.12	2011405,53
	VL ₁ 06	3.4	0.45	32164195.12	4419057,95
	VL ₁ 07	4.42	0.45	32164195.12	2011405,53
	VL ₁ 08	3.4	0.45	32164195.12	4419057,95
	VL ₂ 01	4.42	0.26	32164195.12	1162145,42
	VL ₂ 02	3.4	0.26	32164195.12	2553233,48
	VL ₂ 03	4.42	0.26	32164195.12	1162145,42
	VL ₂ 04	3.4	0.26	32164195.12	2553233,48
De RDC au 5 ^{ème} Niveaux	VL ₁ 09/14	3.06	0.45	32164195.12	6061807,89
	VL ₁ 15/20	3.06	0.45	32164195.12	6061807,89
	VL ₁ 21/26	3.06	0.45	32164195.12	6061807,89
	VL ₁ 27/32	3.06	0.45	32164195.12	6061807,89
	VL ₂ 05/10	3.06	0.26	32164195.12	3502377,89
	VL ₂ 11/16	3.06	0.26	32164195.12	3502377,89
SOMME					64404599

IV.6 Inertie fictive 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 forces égale à **1[tonne]** et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent disposé dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (**1[tonne]** pour chaque niveau)

En fixant l'inertie du refend à ($I=1 [m^4]$) il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de raideur infinie des plancher, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive des portiques se calcul comme suit :

$$I_{en} = f_n / D_n$$

Avec $D_n = \sum \Delta n$

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δn : déplacement du portique au niveau « i »

f_n : flèche du refend au niveau « i ».

D_n : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.6.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 [m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des

«**Moments des aires** ». Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **[1tonne]**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$F_i = \sum S_i \cdot d_i / EI$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisi au niveau « i ».

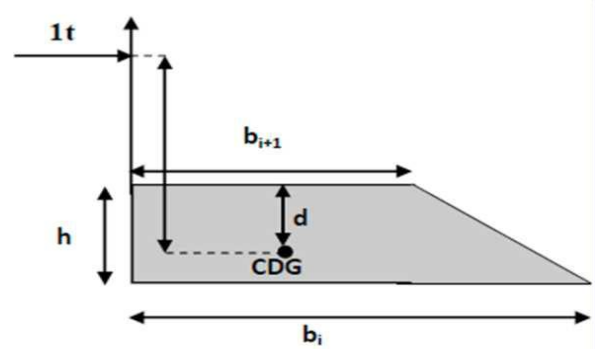


Figure IV.5. Centre de gravité d'un trapèze.

D_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} x h_i$$

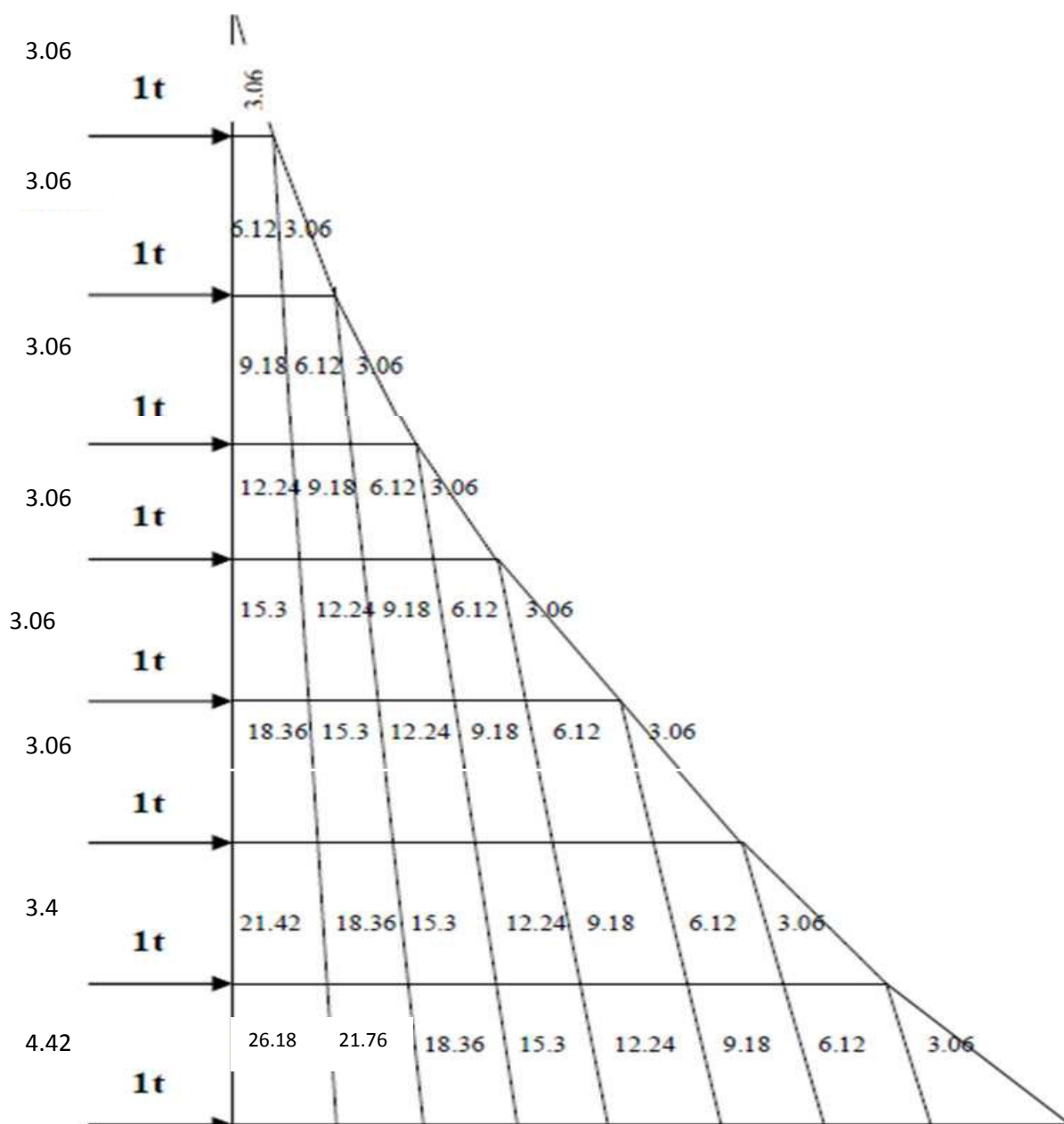


Figure IV.6- Diagramme des moments.

Le tableau suivant donne les aires « Si » et la position du centre de gravité « Xi » par diagramme des moments :

Niveau	H(m)	Bi+1(m)	Bi(m)	Si(m ²)	Di(m)	Sixdi	FixEI
5	3,06	00,00	3,06	4,68	2,04	9,55	2168.91
4	3,06	3,06	9,18	18,73	1,79	33,428052	2159.36
3	3,06	9,18	18,36	42,14	1,7	71,64	2125.83
2	3,06	18,36	30,6	74,91	1,66	124,35	2054.19
1	3,06	30,6	45,9	117,05	1,63	190,79	1929.84
RDC	3,06	45,9	64,26	168,54	1,62	273,03	1739.05
SS1	3,4	64,26	86,02	255,47	1,78	455,27	1466.02
SS2	4,42	86,02	112,2	438,07	2,31	1010,75	1010,75

Nous aurons donc :

$$F_{SS2} = \frac{Si \cdot di}{EI} = \frac{1010.75}{EI}$$

$$F_{04} = \frac{1}{EI} \sum_1^7 Si \cdot di = \frac{2159.36}{EI}$$

$$F_{SS1} = \frac{1}{EI} \sum_1^2 Si \cdot di = \frac{1466.02}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_1^3 Si \cdot di = \frac{1739.05}{EI}$$

$$F_{05} = \frac{1}{EI} \sum_1^8 Si \cdot di = \frac{2168.91}{EI}$$

$$F_{01} = \frac{1}{EI} \sum_1^4 Si \cdot di = \frac{1929.84}{EI}$$

$$F_{02} = \frac{1}{EI} \sum_1^5 Si \cdot di = \frac{2054.19}{EI}$$

$$F_{03} = \frac{1}{EI} \sum_1^6 Si \cdot di = \frac{2125.83}{EI}$$

IV.6.2 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$E \Delta_n = E \Psi_n x h$$

Avec :

$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \Sigma K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n-1}}{2}$$

H : hauteur d'étage considéré

ΣK_{pn} : la somme des raideurs des poteaux au niveau n

$$\Sigma K_{pn} = \frac{\Sigma I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau n.

M_n : moment d'étage $M_n = T_n \times h$

Avec T_n : effort tranchant au niveau n

Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum \Delta_n$$

Rotation d'étage :

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum Kt_1 + 2 \sum Kp_1}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum Kt_1}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$$

Avec :

$M_n = T_n \times h$ T_n : effort tranchant au niveau n.

$\sum Kt_n$: raideurs des poutres, $K = I_{tn}/L_n$

$\sum p_n$: raideurs des poteaux, $K = I_{pn}/h_n$

h_n : hauteur libre d'étage.

L_n : portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Portique	1.158	11.42
Voiles	8.98	87.98
Portique+voiles	10.138	100

✓ **Sens longitudinal :**

Inertie	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portique	1.088	19.02
Voiles	4.64	81.29
Portique+voiles	5.72	100

Conclusion :

On constate, que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques. Donc notre structure sera contreventée par voiles

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

ni	portiqu	H(m)	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$\Sigma E\Delta_n$	F_i	I_e	ΣI_e
5	1A-5A	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75	4324.25	2168.91	0.5	3.5
	1B-5B	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
	1C-5C	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	3,06	0	66.75	201.88	617.75		2168.91	0.5	
4	1A-5A	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29	7184.03	2159.36	0.3	2.1
	1B-5B	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
	1C-5C	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	6,12	3,06	200.26	335.39	1026.29		2159.36	0.3	
3	1A-5A	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32	12973.24	2125.83	0.16	1.12
	1B-5B	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
	1C-5C	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	9,18	6,12	333.76	605.66	1853.32		2125.83	0.16	
2	1A-5A	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1	17297.7	2054.19	0.118	0.826
	1B-5B	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
	1C-5C	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	12,24	9,18	467.27	807.55	2471.1		2054.19	0.118	
1	1A-5A	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91	21622.37	1929.84	0.089	0.623
	1B-5B	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	

	1C-5C	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	15,3	12,24	600.78	1009.45	3088.91		1929.84	0.089	
RD	1A-5A	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95	25731.65	1739.05	0.067	0.469
C	1B-5B	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
	1C-5C	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
	1D-5D	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
	1E-5E	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
	1F-5F	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
	1G-5G	3,06	37,29	19,1	18,36	15,3	734.29	1201.29	3675.95		1739.05	0.067	
SS	1A-5A	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57	27527.99	1466.02	0.053	0.371
1	1B-5B	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
	1C-5C	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
	1D-5D	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
	1E-5E	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
	1F-5F	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
	1G-5G	3,4	80.12	19.72	21,76	18,36	847.70	1156.64	3932.57		1466.02	0.053	
SS	1A-5A	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89	26739.23	1010,75	0.037	0.259
2	1B-5B	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	
	1C-5C	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	
	1D-5D	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	
	1E-5E	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	
	1F-5F	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	
	1G-5G	4,42	60.98	19.72	26,18	21,76	1012.93	864.23	3819.89		1010,75	0.037	

Tableau IV.11- le déplacement dans le sens transversal :

niveau	portique	H(m)	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$\Sigma E\Delta_n$	F_i	I_e	ΣI_e
5	1A-1G	3,06	16.4	51.31	3,06	0	24.85	205.18	627.85	3139.25	2168.91	0.69	3.45
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	3,06	0							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	3,06	0							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	3,06	0							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	3,06	0							
4	1A-1G	3,06	16.4	51.31	6,12	3,06	74.55	410.37	1255.73	6278.65	2159.36	0.34	1.7
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	6,12	3,06							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	6,12	3,06							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	6,12	3,06							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	6,12	3,06							
3	1A-1G	3,06	16.4	51.31	9,18	6,12	124.25	615.55	1883.58	9417.9	2125.83	0.225	1.125
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	9,18	6,12							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	9,18	6,12							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	9,18	6,12							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	9,18	6,12							
2	1A-1G	3,06	16.4	51.31	12,24	9,18	173.94	820.74	2511.46	12557.3	2054.19	0.163	0.815
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	12,24	9,18							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	12,24	9,18							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	12,24	9,18							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	12,24	9,18							
1	1A-1G	3,06	16.4	51.31	15,3	12,24	223.64	1025.92	3139.31	15696.55	1929.84	0.123	0.615
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	15,3	12,24							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	15,3	12,24							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	15,3	12,24							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	15,3	12,24							
RDC	1A-1G	3,06	16.4	51.31	18,36	15,3	273.33	1145.25	3504.46	17522.3	1739.05	0.099	0.495
	2A-2G	3,06	16.4	51.31	18,36	15,3							
	3A-3G	3,06	16.4	51.31	18,36	15,3							
	4A-4G	3,06	16.4	51.31	18,36	15,3							
	5A-5G	3,06	16.4	51.31	18,36	15,3							

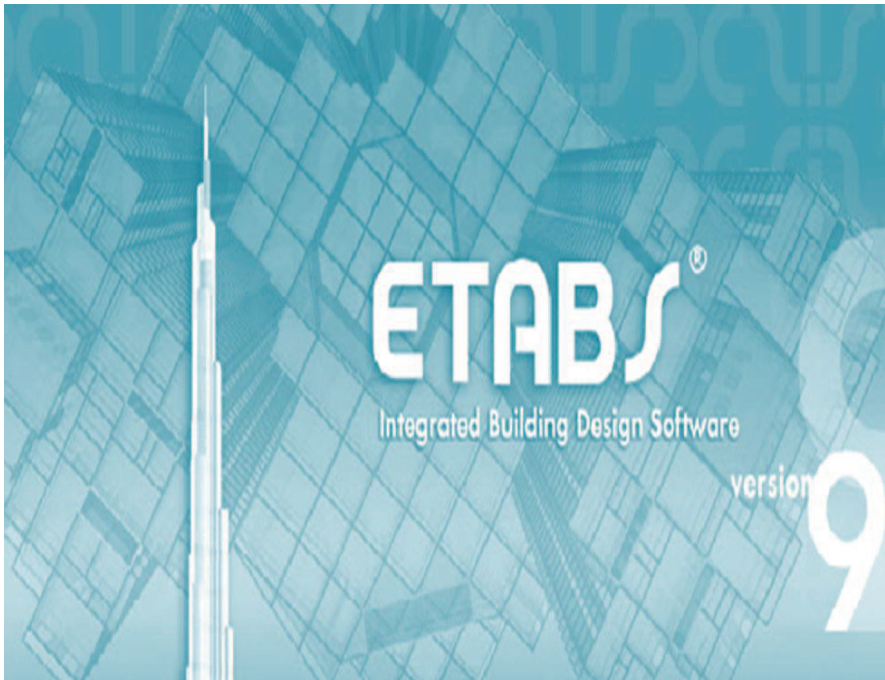
SS1	1A-1G	3,4	16.83	110.47	21,76	18,36	151.32	1271.45	4322.93	21614.65	1466.02	0.067	0.345
	2A-2G	3,4	16.83	110.47	21,76	18,36							
	3A-3G	3,4	16.83	110.47	21,76	18,36							
	4A-4G	3,4	16.83	110.47	21,76	18,36							
	5A-5G	3,4	16.83	110.47	21,76	18,36							
SS2	1A-1G	4,42	16.83	84.39	26,18	21,76	236.69	1414.64	6252.7	31263.5	1010,75	0.032	0.16
	2A-2G	4,42	16.83	84.39	26,18	21,76							
	3A-3G	4,42	16.83	84.39	26,18	21,76							
	4A-4G	4,42	16.83	84.39	26,18	21,76							
	5A-5G	4,42	16.83	84.39	26,18	21,76							

Tableau IV.12- le déplacement dans le sens longitudinal:

Tableau IV.13. Résumé des inerties fictives des portiques :

	SS2	SS1	RDC	1	2	3	4	5	moyenne
Sens transversal	0.259	0.371	0.469	0.623	0.826	1.12	2.1	3.5	1.158
Sens longitudinal	0.16	0.345	0.495	0.615	0.815	1.125	1.7	3.45	1.088

CHAPITRE V



ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V- Principes de la MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

V.1- Description du logiciel "ETABS" :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints: degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

Materials: matériaux

Concrete: béton

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define: définir

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

V.2- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



V.3- Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

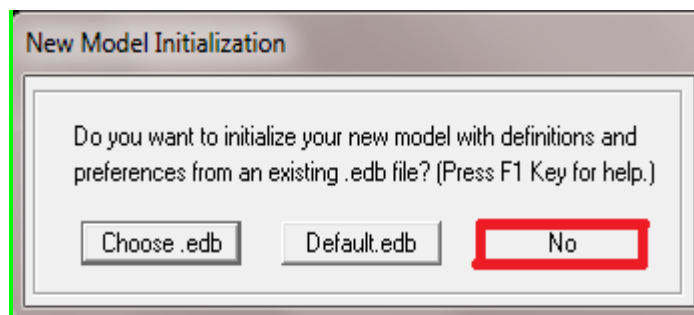
- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

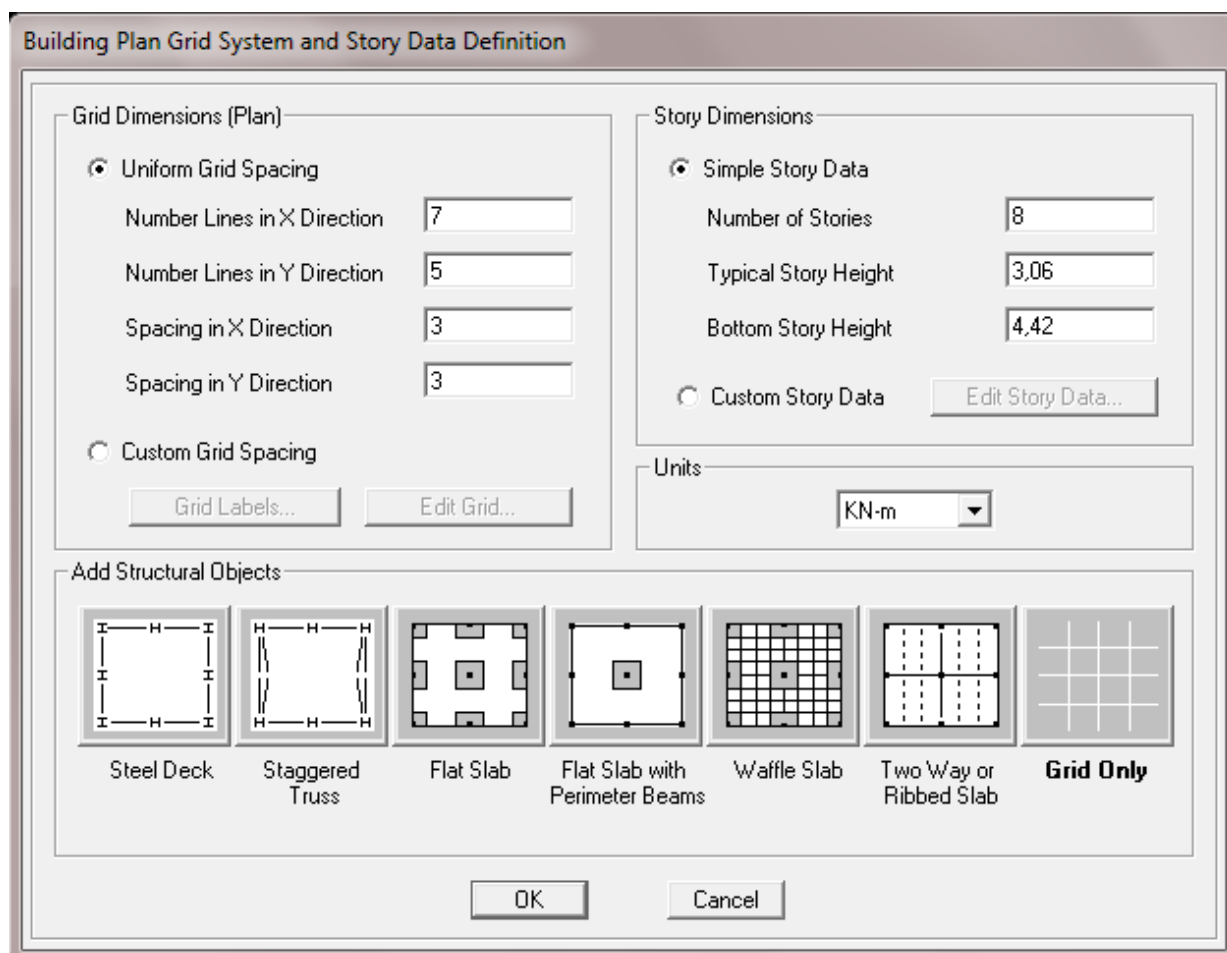


Le nombre de portiques suivant x-x=7

Le nombre de portique suivant y-y=5

Le nombre d'étage=8niveaux

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres Représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



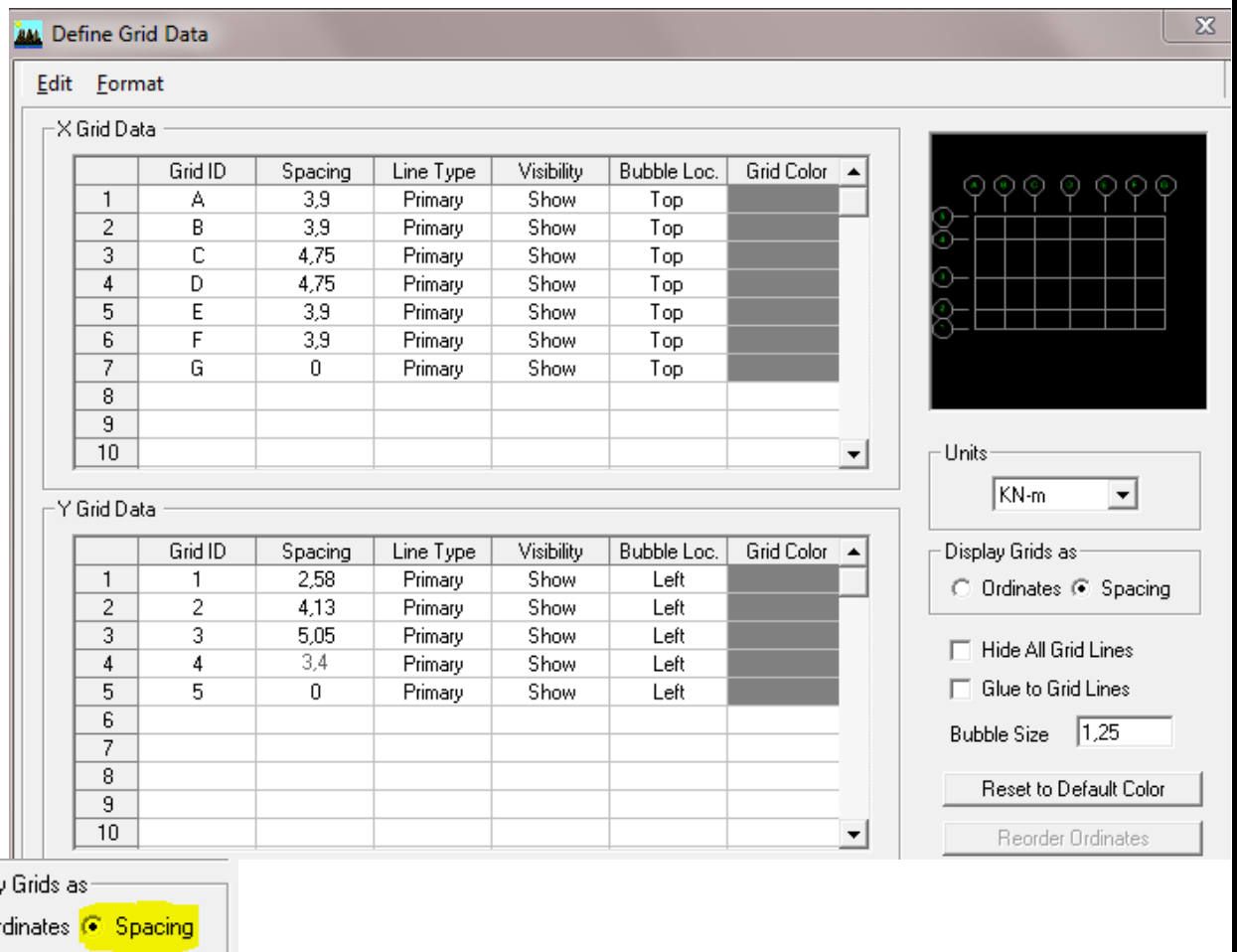
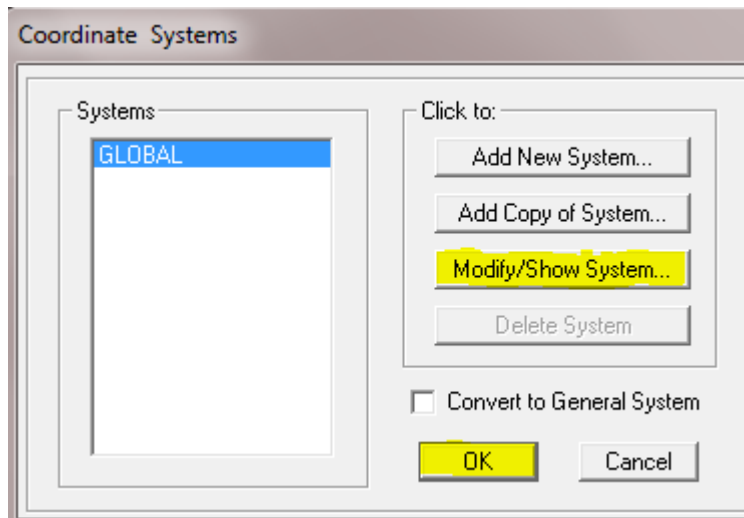
En fin on clique sur **ok**

- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris dans la zone géographique sur **Edit Grid Data** puis

modify /show system puis on clique sur ok



En fin clic sur ok

- Etages

Sur **story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	TERRASSE	3,06	26,18	No	NONE	No	0,
8	ET4	3,06	23,12	No	SSOL1	No	0,
7	ET3	3,06	20,06	No	SSOL1	No	0,
6	ET2	3,06	17,	No	SSOL1	No	0,
5	ET1	3,06	13,94	No	SSOL1	No	0,
4	RDC	3,06	10,88	No	SSOL1	No	0,
3	SSOL1	3,4	7,82	Yes		No	0,
2	SSOL2	4,42	4,42	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

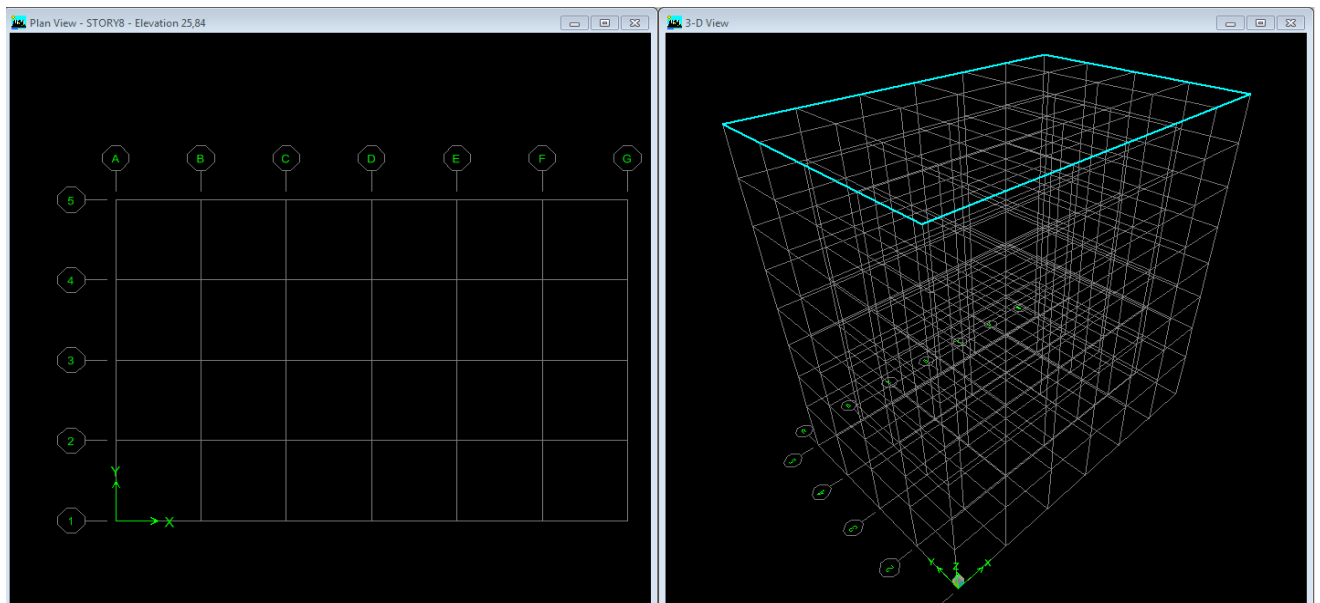
Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



2. Deuxième étape :

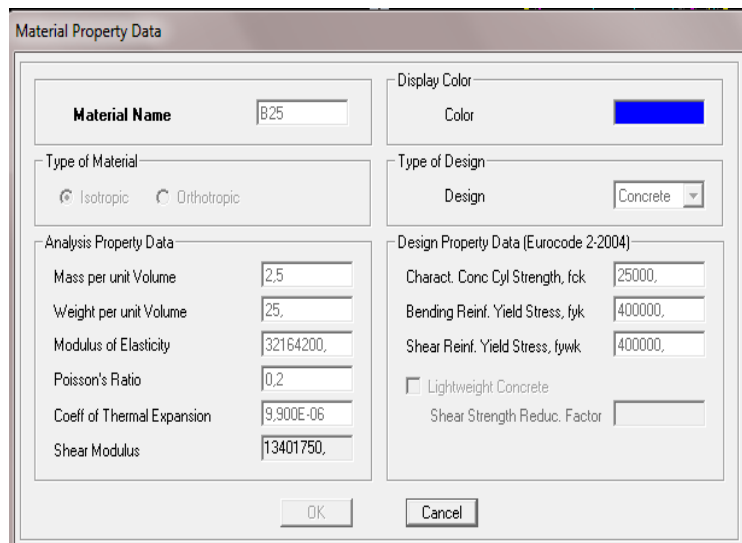
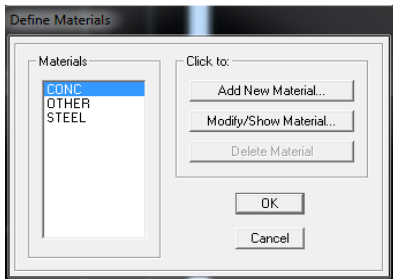
La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications suivantes :

Le béton 25 :

- Masse volumique béton : 2.5 KN/m³
- Poids volumique béton : 25 KN/m³
- Module de Young: 32164200 KN/m²

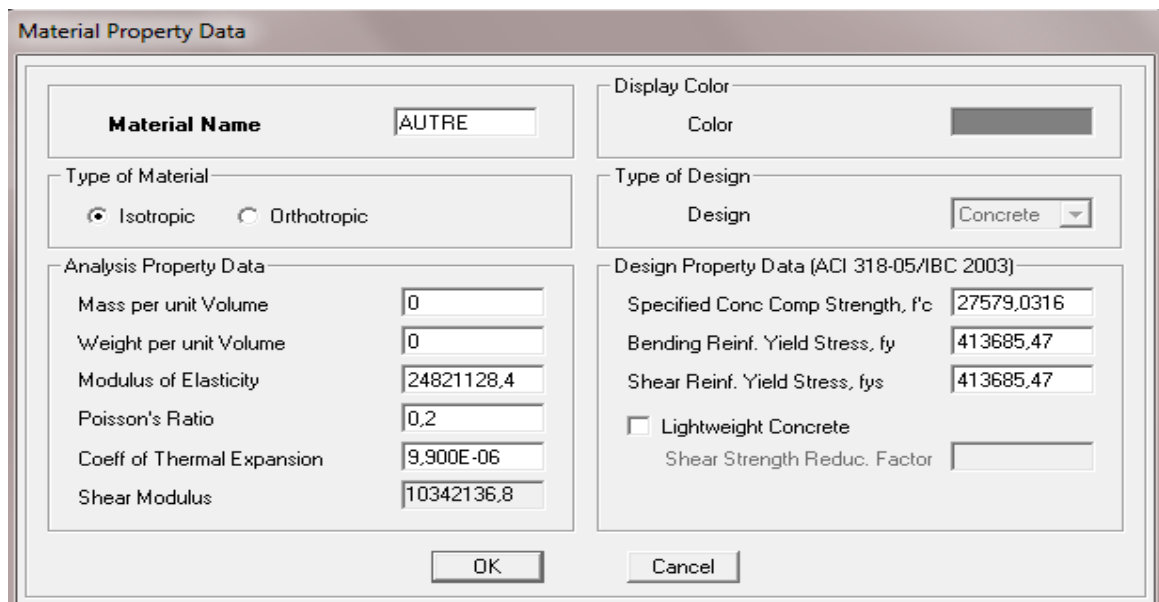
- Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m²
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m²
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m²



Le matériau neutre (autre) :

Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m³

Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³



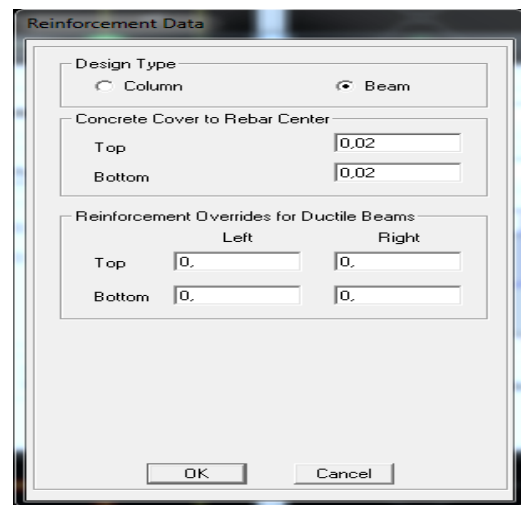
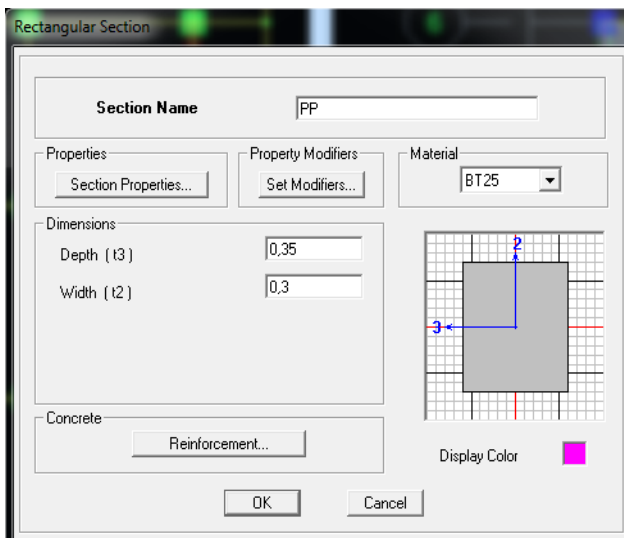
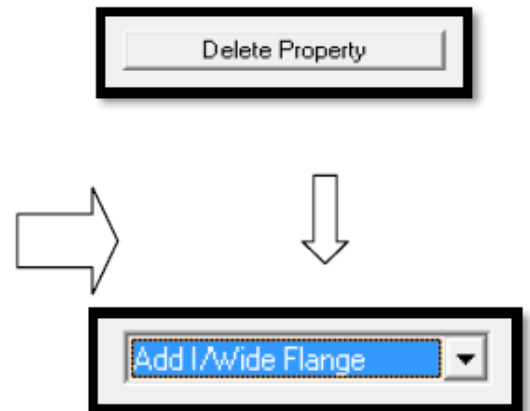
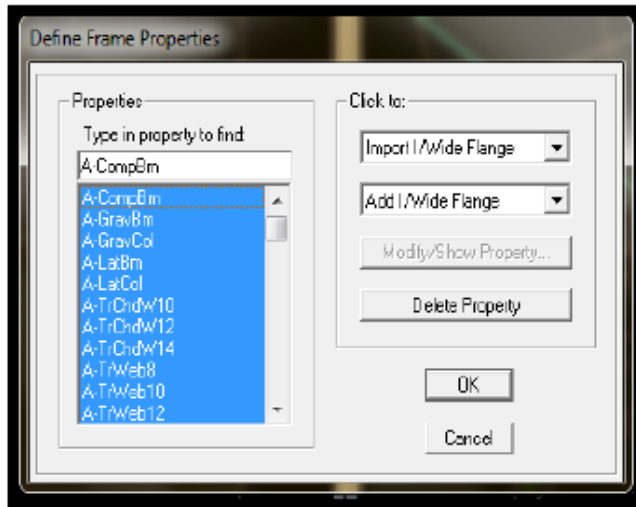
3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ce de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Addée** pour une

section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Tté pour les poutrelles)



Puis sur : **Reinforcement Beam.**

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

Reinforcement Data

Design Type
 Column Beam

Configuration of Reinforcement
 Rectangular Circular

Lateral Reinforcement
 Ties Spiral

Rectangular Reinforcement
 Cover to Rebar Center:
 Number of Bars in 3-dir:
 Number of Bars in 2-dir:
 Bar Size:
 Corner Bar Size:

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Rectangular Section

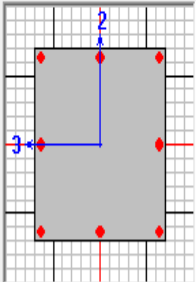
Section Name

Properties **Property Modifiers** **Material**

Dimensions
 Depth (t3):
 Width (t2):

Concrete

Display Color



A la fin on aura :

Define Frame Properties

Properties
 Type in property to find:

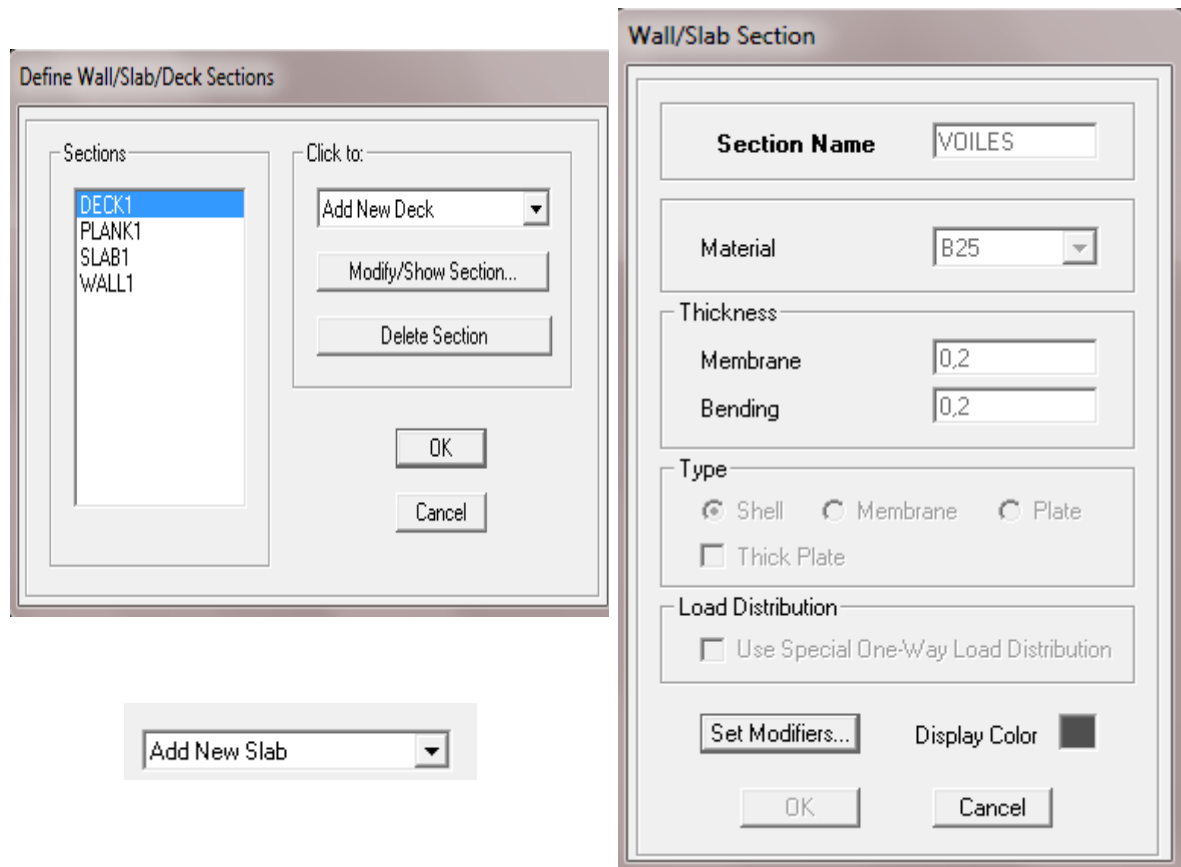
 POTET1/5
 POTSS2/RDC
 PP
 PPALIERE
 PS
 PV

Click to:

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments Planchers, voiles et les dalles pleines

❖ Voiles :

Define  wall/slab/deck sections  Add new wall (Voile)

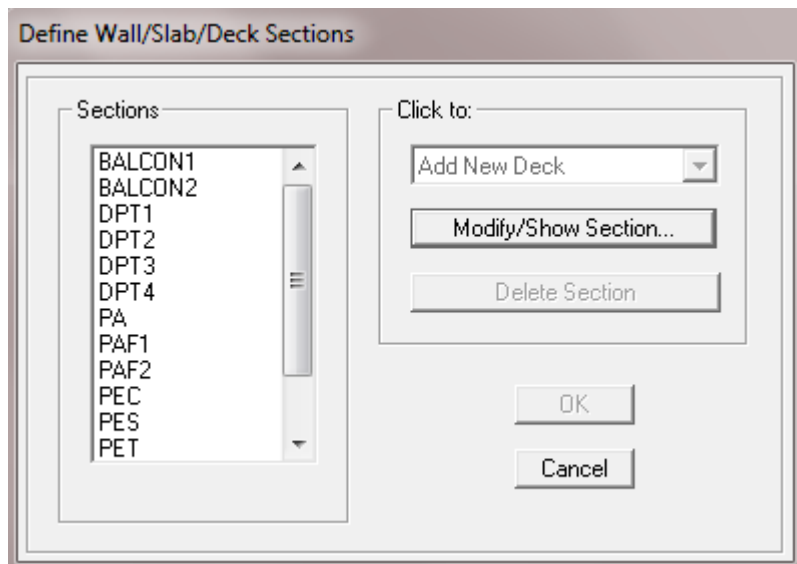


Même procédures pour définir les dalles pleines (balcons ; portes à faux ; palier de repos et paliers d'arrivé

Note :

Les voiles et les volées en **shell** les autres en **plate**

En fin :



❖ **Plancher en corps ceux :**

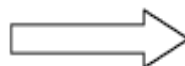
Définir le bardage :

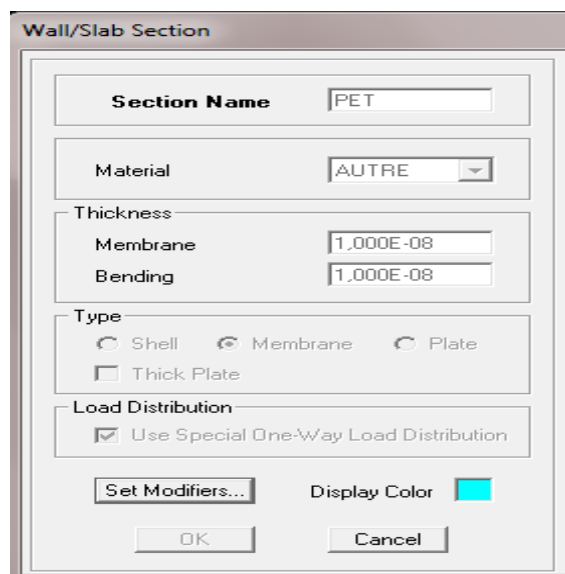
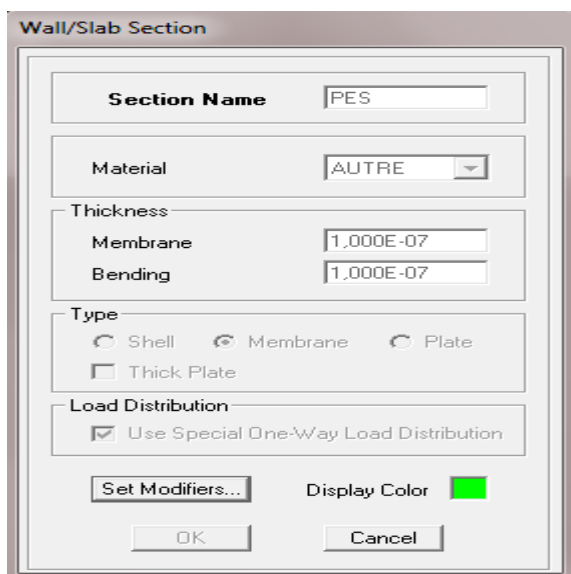
Le bardage est un plans virtuelle, il n'a ni épaisseur ni matériaux, il transmettre les charges surfacique a des charges linières

PEC pour étages courants

PES pour étages de services

PET pour étages terrasse




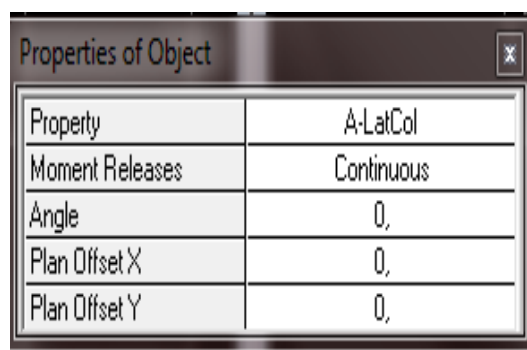


- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments:

- a- **Poteaux et poutres :**


On utilise la commande **Draw** sur la ligne texte puis **Draw line object**  puis dessiner par ligne ou par points



- b- **PEC, PES, PET, les balcons et les portes à faux :**

On utilise la commande **Draw** sur la ligne texte puis **Draw Area object**  puis dessiner par clic ou par 2 points

NB:

Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

4. Quatrième étape:

Définition des charges permanents G et d'exploitation Q :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des charges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases**.

✓ **Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge) : G

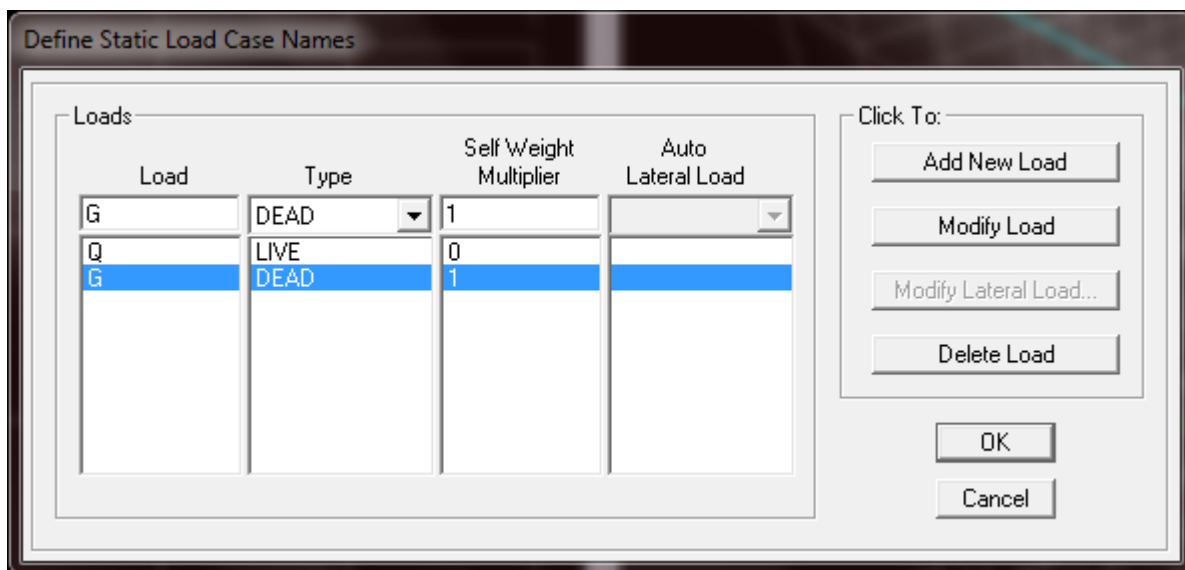
Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 1

✓ **Surcharges d'exploitation** : Load Name (Nom de la charge) : Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 0



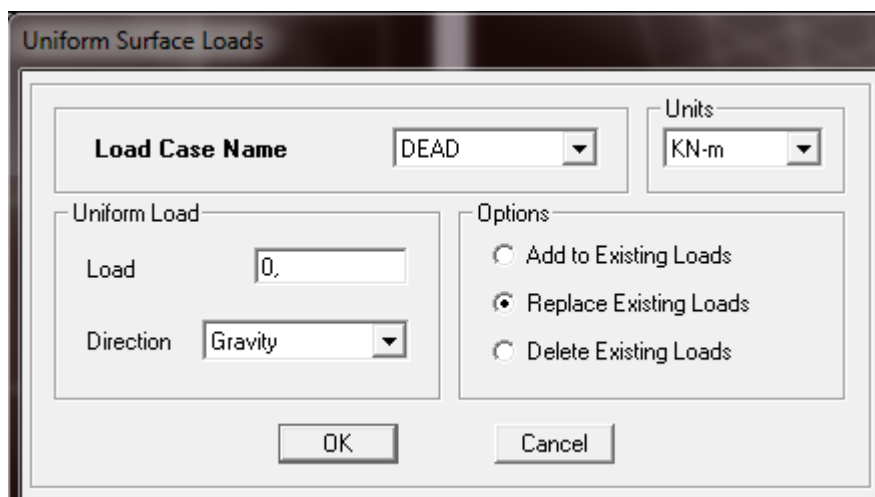
En fin on chargera les éléments secondaires (plancher, les escaliers, les dalles pleines et l'acrotère et les poutres secondaires) comme suit :

D'abord sélectionner les éléments à charger en utilisons la méthode suivantes

Select → **by Wall/Slab/Deck/section** puis choisir l'élément à charger et appliquer la charge correspondante


Une fois la sélection est faite en choisit : **Assign** → **Assign uniform loads**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.



En fin on introduira les valeurs

- **Chargement des poutres secondaires :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier:

Le nom de la charge

Son type (force ou moment)

Sa direction

La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie

Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

5. Cinquième étape :

Analyse modales :

- **Charge sismique(E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de libertés ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

Zone :III(Zone asismicité très élevée , voir Annexe1 duRPA2003)

Groupe d'usage: 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 duRPA)

Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction

Remplissage: Dense (Cloisons en maçonnerie)

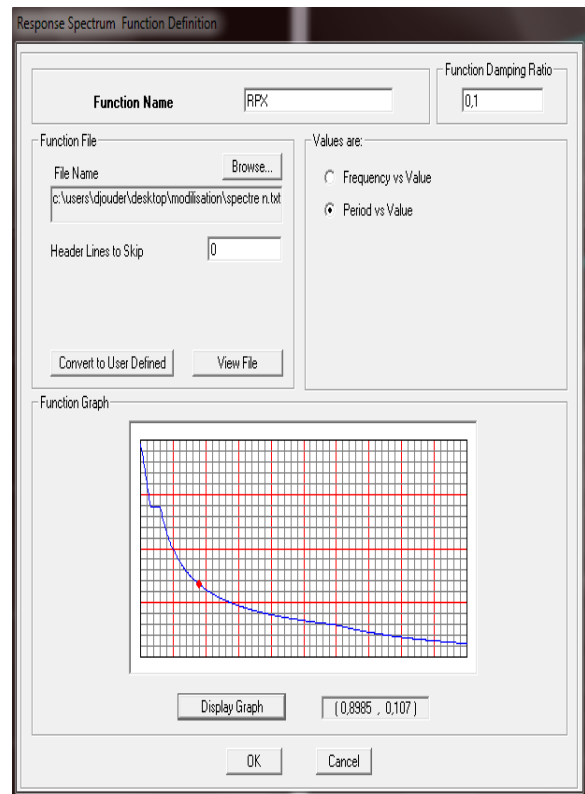
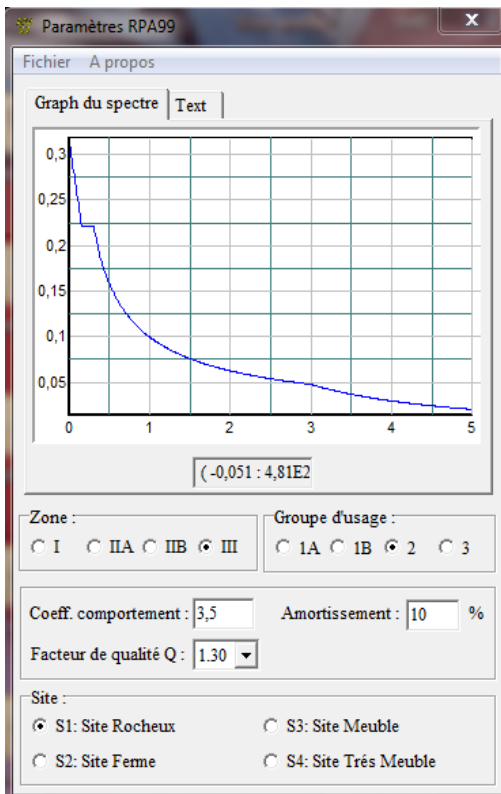
Site : S1(Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1.30**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



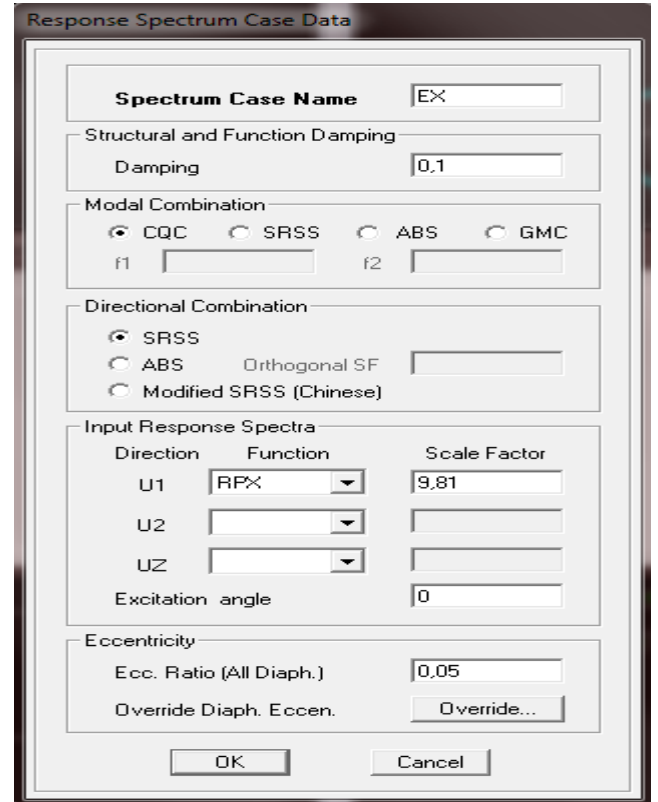
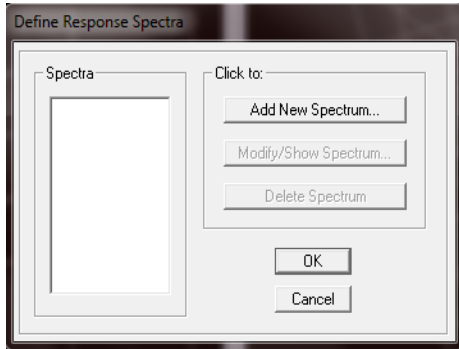
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS



6. Définition les directions sismique EX et EY :

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \longrightarrow **Response spectrum cases** \longrightarrow **Add New Spectrum.**



7. Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

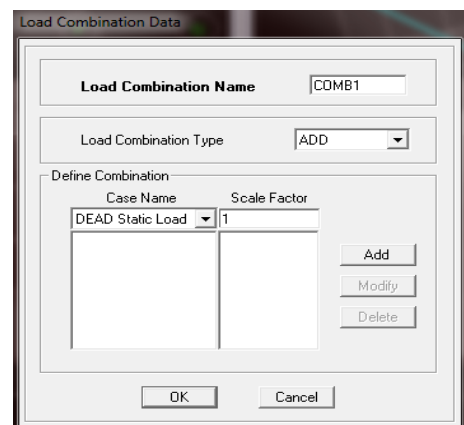
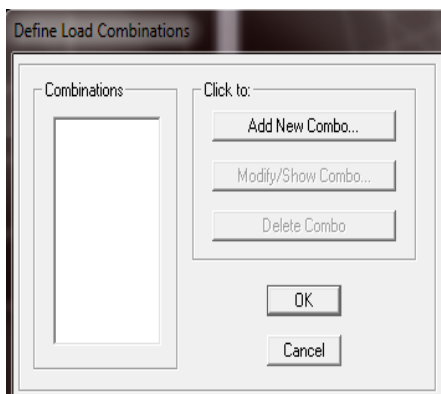
POID : $G+1,2Q$

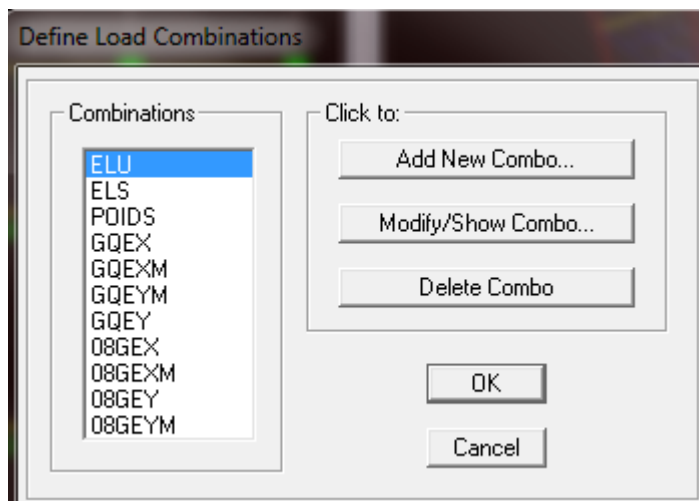
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE: $G+Q\pm E$

08GE: $0.8G\pm E$

Define \implies **Load Combinations** \implies **Add New Combo**





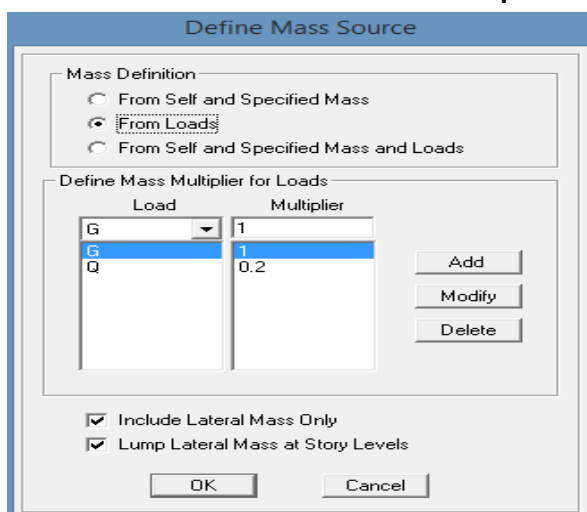
8. Définir la masse source :

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta = 0.2$



L'instruction à suivre :

Define \rightarrow masse source ou bien on clique sur cette icône 



9. Définition des Appuis:

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign**  **joint /point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un

nœud quelconque

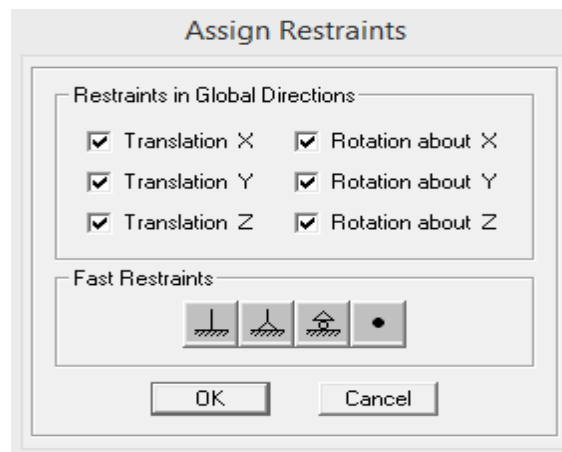
Pour les autres nœuds:

Translation dans le sens de X (décoché)

Translation dans le sens de Y (décoché)

Rotation autour de Z (décoché)

Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)



10. Diaphragme:

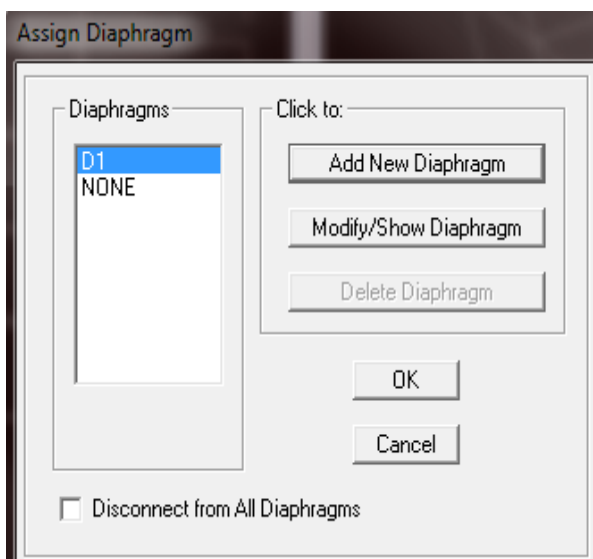
Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela:

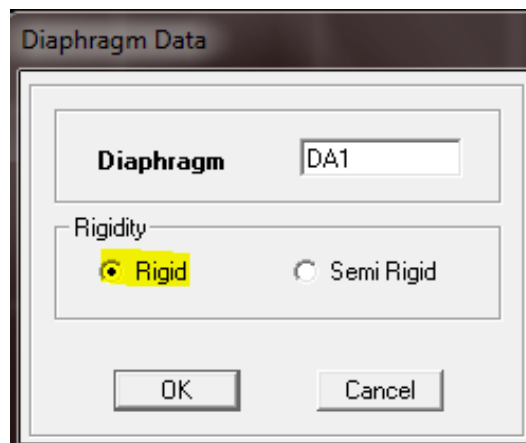
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu, déroulant: **Assign/point-rigid diaphragm**

Define → Diaphragms → Add New Diaphragm → DA1 → OK.

Ou bien on clique directement sur l'icône : **DA1 OK**

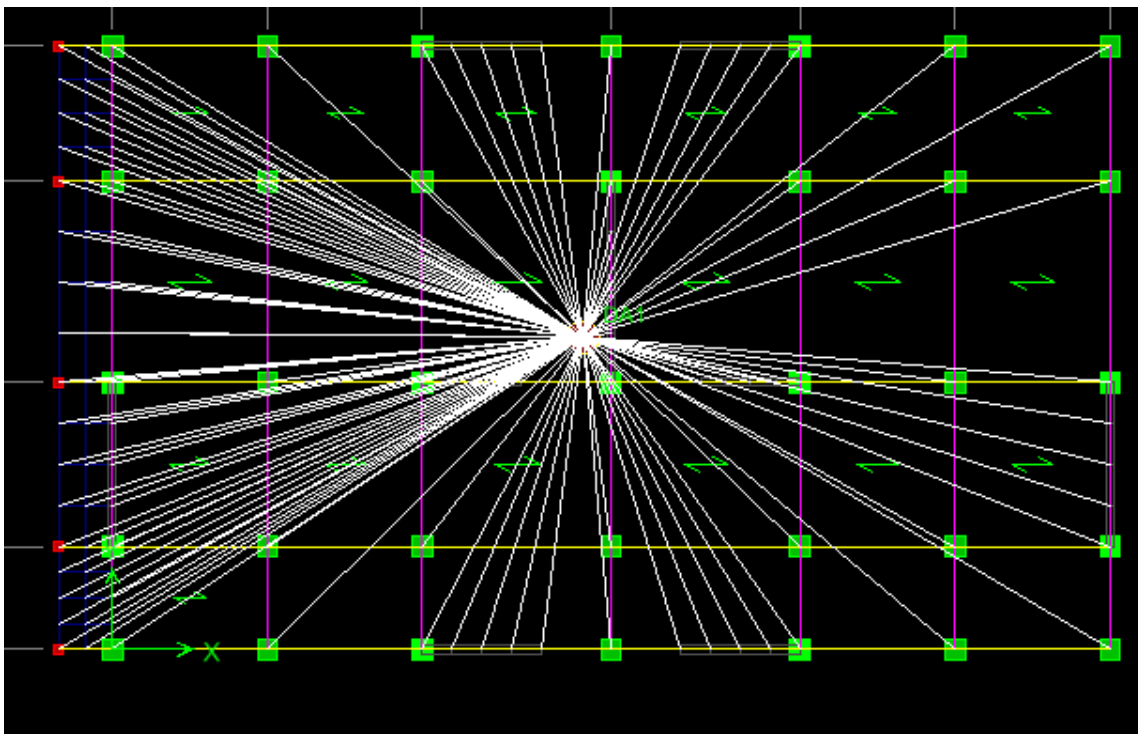




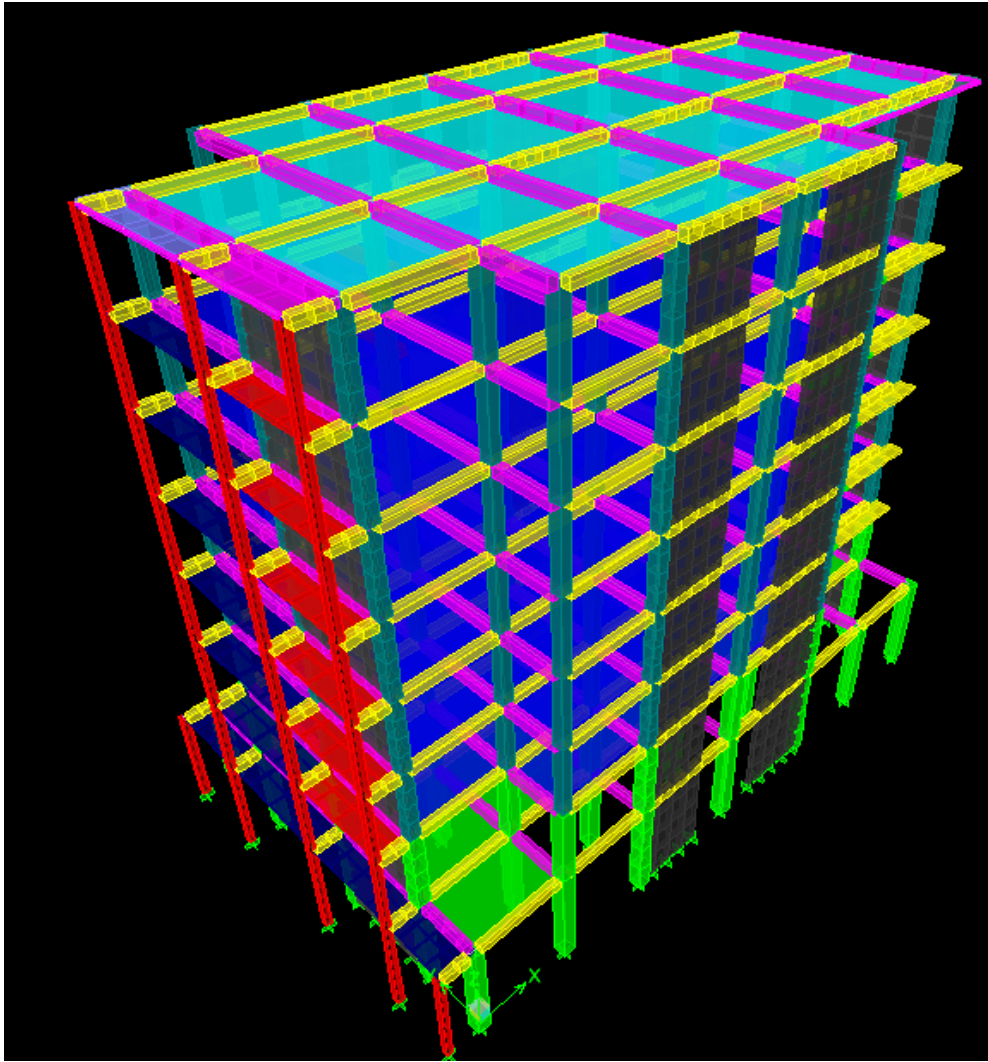
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler DA2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Dans notre structure, nous avons huit planchers ce qui nous donne huit diaphragmes.



Vue en 3D de notre structure :

**Remarque :**

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes:

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds' labels), Restreints : **d.d.I**,
Constraints: Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, **Hide** pour faire cacher l'élément



11. Septième étape:

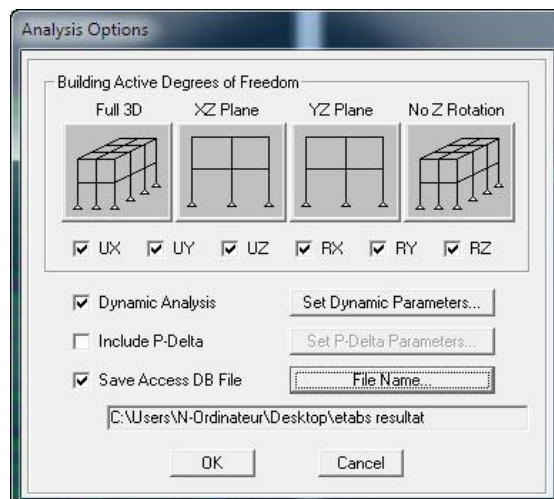
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

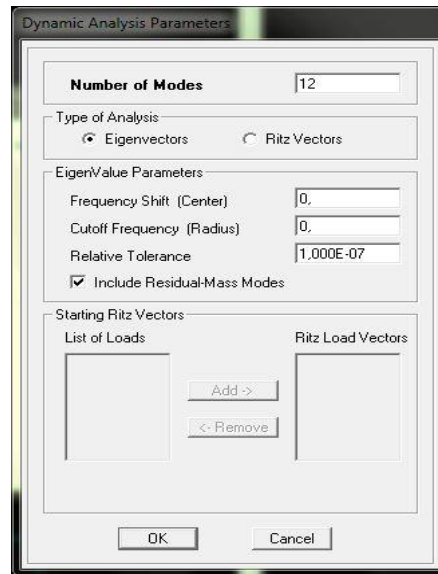
Modes de vibration:

Analyze/SetanalyzeOptions /CocherDynamicAnalysis

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**


On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit Number of Modes et on valide avec OK , valider une autrefois dans la fenêtre de Analysis option



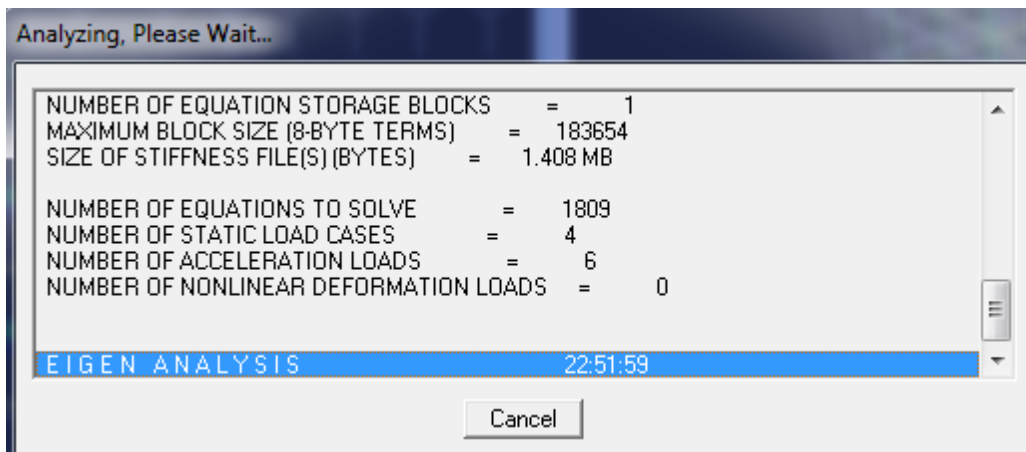


12. Huitième étape:

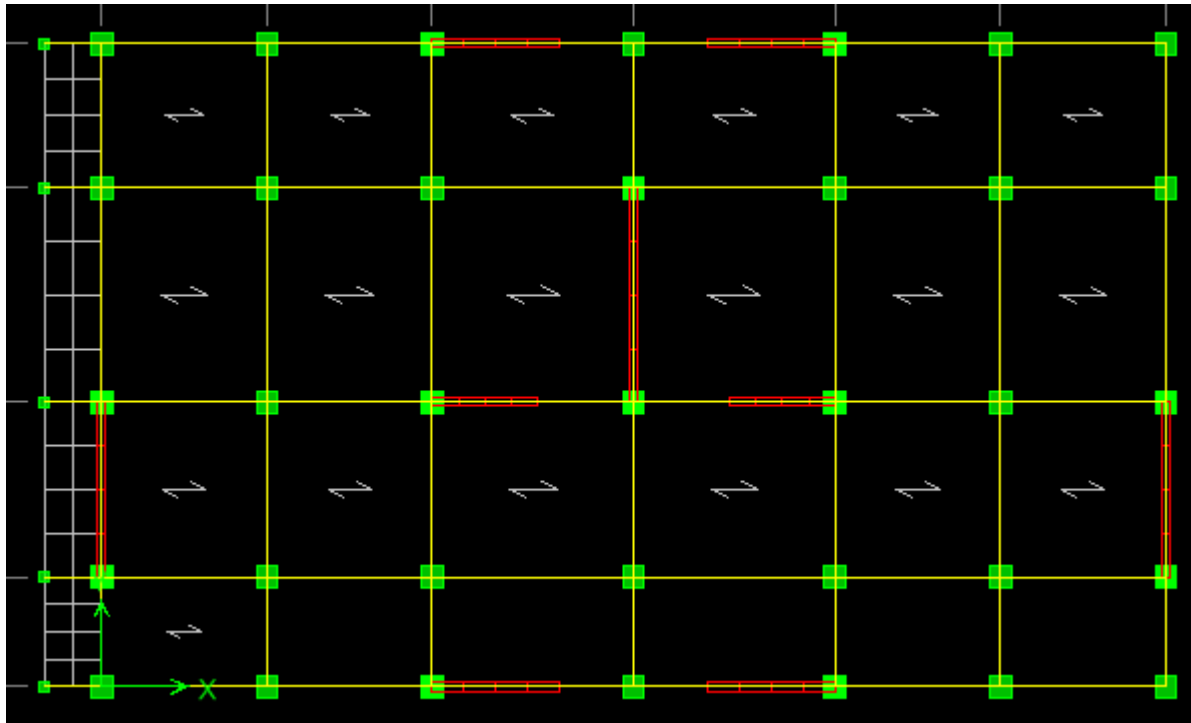
Exécution:

Analyze /Run(f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec: File /Save as



la disposition des voiles :



CHAPITRE VI



vérifications aux 'RPA'

Introduction:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes:

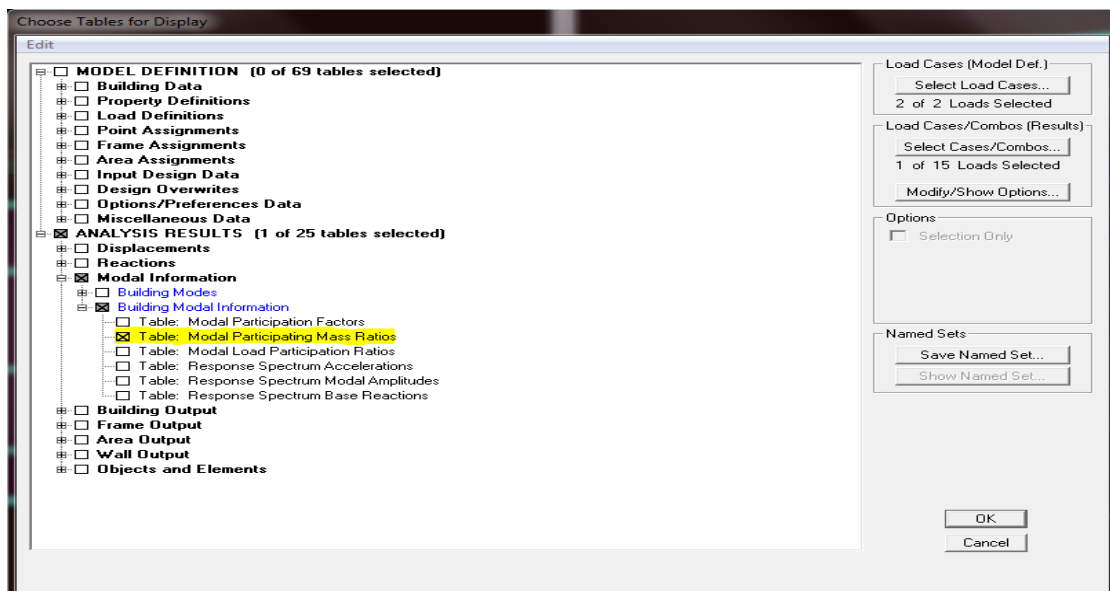
- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Les déplacements inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ) soit négligé.
- Vérification de l'excentricité.

VI. vérification des résultats du logiciel selon RPA(2003) :

VI.1. Pourcentage de masse participante :

VI.1.1. visualisation des résultats :

Après l'analyse de la structure on va avoir une partie des résultats, et maintenant pour affiché la masse modale, dans la fenêtre **display** \implies **show table** \implies partie résultats \implies **modal information** \implies on cocher \implies **table Modal Participating Mass Ration**



Le nombre de modes de vibration a retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuer soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,641527	73,1823	0,8226	0,0000	73,1823	0,8226	0,0000	1,1643
2	0,555291	0,9396	71,1388	0,0000	74,1219	71,9613	0,0000	97,3906
3	0,489542	0,4287	0,0106	0,0000	74,5507	71,9719	0,0000	0,0076
4	0,171816	15,7000	0,0032	0,0000	90,2506	71,9751	0,0000	0,0040
5	0,138130	0,0039	19,2097	0,0000	90,2545	91,1847	0,0000	1,2128
6	0,116076	0,0059	0,0364	0,0000	90,2604	91,2211	0,0000	0,0055
7	0,076220	5,7119	0,0103	0,0000	95,9724	91,2315	0,0000	0,0005
8	0,061692	0,0055	5,5556	0,0000	95,9779	96,7871	0,0000	0,1809
9	0,050791	0,0024	0,0263	0,0000	95,9803	96,8133	0,0000	0,0016
10	0,044531	2,6121	0,0104	0,0000	98,5924	96,8237	0,0000	0,0002
11	0,038341	0,0102	2,1995	0,0000	98,6026	99,0232	0,0000	0,0238
12	0,031141	0,4217	0,0149	0,0000	99,0242	99,0381	0,0000	0,0002

On remarque d'après les résultats du tableau ci-dessus qui représente les masses participantes, que le 5^{eme} mode est atteint plus de 90% de la masse totale avec un pourcentage de 95.84%.

- 1^{er} mode : $U_x=73.18\% >50\%$ ➡ translation suivant X-X
- 2^{eme} mode : $U_y=71.13\% >50\%$ ➡ translation suivant Y-Y
- 3^{eme} mode : $R_z=69.09\% >50\%$ ➡ rotation

VI.2. Estimation de la période fondamentale : [Art 4. 2. 4] du RPA 99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$T = CT \cdot (H_n)^{3/4}$ [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonneries	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

Tableaux VI-1 : Valeurs du coefficient CT

Temp = 0.05 × (26.18)^{3/4} = 0.57 S.

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : **TLOG < TRPA**

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

TRPA = 0.57 × 1.3 = **0,75** .

Du logicielle ETABS on tire TLOG : **TLOG= 0,641 S**

o **Comparaison des résultats :**

TRPA = 0,75 S > TLOG = 0,641 SCondition vérifiée.

VI.3. Vérification de l'excentricité [Art 4. 2. 7] du RPA 99 mod 2003 :

D' après l'article (4.3.7 du RPA99/2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M: centre de masse

C_R: centre de rigidité

On doit vérifier :

Sens xx: |C_m - C_R| ≤ 5% L_x

Sens yy: |C_m - C_R| ≤ 5% L_y

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : **show table → building output → center Mass Rigidity**

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SSOL2	DA1	11,845	7,841	12,471	7,393
SSOL1	DA2	12,098	7,434	12,351	7,544
RDC	DA3	12,067	7,525	12,157	7,787
ET1	DA4	12,076	7,516	12,056	7,909
ET2	DA5	12,076	7,516	12,004	7,981
ET3	DA6	12,076	7,516	11,971	8,020
ET4	DA7	12,105	7,420	11,950	8,039
TERRASSE	DA8	12,079	7,496	11,936	8,033

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Story	Diaph	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR	5%LX	5%LY	observation
SSOL2	DA1	11,845	7,841	12,471	7,393	-0,626	0,448	1,33	0,77	CV
SSOL1	DA2	12,098	7,434	12,351	7,544	-0,253	-0,11	1,33	0,77	CV
RDC	DA3	12,067	7,525	12,157	7,787	-0,09	-0,262	1,33	0,77	CV
ET1	DA4	12,076	7,516	12,056	7,909	0,02	-0,393	1,33	0,77	CV
ET2	DA5	12,076	7,516	12,004	7,981	0,072	-0,465	1,33	0,77	CV
ET3	DA6	12,076	7,516	11,971	8,02	0,105	-0,504	1,33	0,77	CV
ET4	DA7	12,105	7,42	11,95	8,039	0,155	-0,619	1,33	0,77	CV
TERRASSE	DA8	12,079	7,496	11,936	8,033	0,143	-0,537	1,33	0,77	CV

VI.3. Poids total de la structure :

On le tire de logiciel on suivants les étapes suivantes :

On déplace vers la base, sélectionné tous les nœuds de la base puis **display** \Rightarrow **show table select cases combo** on sélection le poids **reaction** \Rightarrow **table reaction** on le copier vers l'excel et en fin sur l'en tête de FZ on lit la somme et cette somme = WT

Dans notre structure WT=32241.1 KN

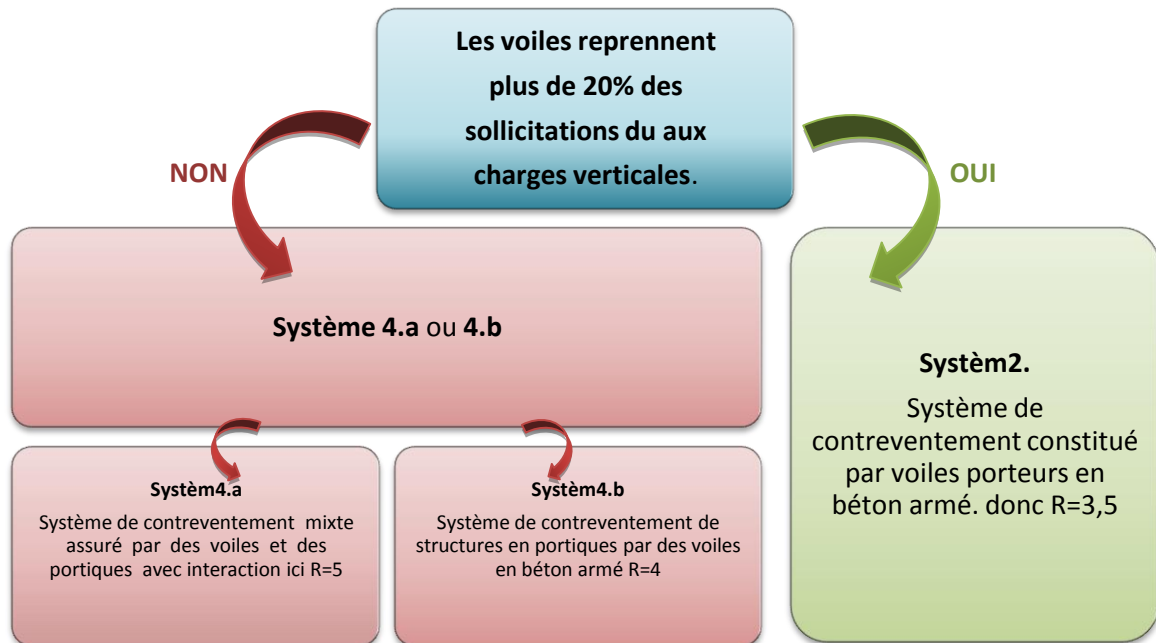
VI.4. Système de contreventement: (Art 3.4/R.P.A99version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

VI.4.1. Justification du système de contreventement:

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide des tableaux

a- Les charges verticales :

Sélectionner tous les nœuds des voiles à la base puis appeler la commande **display** \Rightarrow **show table** \Rightarrow **select cases combo (poids)** \Rightarrow **table reaction**

Après avoir affiché le tableau on le copie et le colle dans l'excel

On clique sur l'en-tête de FZ puis on lit la somme sur la barre inférieure

Dans notre cas **FZ=W_{VOILE}=9528.08 KN**

$W_T \longrightarrow 100\%$

$W_{VOILE} \longrightarrow X\%$

$$X\% = \frac{W_{voile} \times 100}{W_t} = \frac{9528.08 \times 100}{32241.1} = 29.55\%$$

X% = 29.55% > 20%

b- Charges horizontales X-X :

b-1- résultats de l'effort tranchant à la base VX et VY :

On les tire de l'état comme suit :

Disply \Rightarrow **show table** \Rightarrow **select cases combo** \Rightarrow sélectionner EX et EY
 puis **building out put** \Rightarrow **story shears**

VX= 3261.1 KN

VY= 3549.71 KN

Story	Load	Loc	VX	Load	VY
TERRASSE	EX	Bottom	888,78	EY	975,99
ET4	EX	Bottom	1482,15	EY	1633,17
ET3	EX	Bottom	1942,75	EY	2121,34
ET2	EX	Bottom	2323,73	EY	2515,29
ET1	EX	Bottom	2646,86	EY	2854,06
RDC	EX	Bottom	2922,34	EY	3150,66
SSOL1	EX	Bottom	3145,42	EY	3399,36
SSOL2	EX	Bottom	3319,52	EY	3599,12

$VX_{ETAGE} \longrightarrow 100\%$

$V2_{ETAGE} \longrightarrow X\%$

Pour tirez V2 :

Select by pier ID VL1 et VL2 puis **disply show table** \implies select cases combo EX Wall

output \implies wall force \implies pier force

copier V2 vers l'excel

Story	V2	VX	V2/VX	(V2/VX)*100	X%
TERRASSE	425,21	888,78	0,47841986	47,8419856	
ET4	667,26	1482,15	0,45019735	45,0197348	
ET3	1006,9	1942,75	0,51828593	51,8285935	
ET2	1241,24	2323,73	0,53415844	53,4158444	
ET1	1516,39	2646,86	0,57290148	57,2901476	
RDC	1623,96	2922,34	0,55570536	55,5705359	
SSOL1	2311,93	3145,42	0,73501472	73,501472	
SSOL2	3300,19	3319,52	0,99417687	99,4176869	
Somme				483,886001	60,4857501

X%= 60,4857501%

c- Charges horizontales Y-Y :

Même étapes que X-X juste ici on sélectionne les VT1 et VT2 :

Story	V2	VY	V2/VY	(V2/VY)*100	X%
TERRASSE	567,23	975,99	0,58118423	58,1184233	
ET4	828,2	1633,17	0,50711194	50,7111936	
ET3	1290,09	2121,34	0,60814862	60,8148623	
ET2	1625,78	2515,29	0,64635887	64,6358869	
ET1	1976,1	2854,06	0,69238208	69,238208	
RDC	2283,18	3150,66	0,72466721	72,4667213	
SSOL1	2957,96	3399,36	0,87015203	87,0152029	
SSOL2	3242,19	3599,12	0,90082854	90,0828536	
Somme				553,083352	69,135419

X%=69,135419%

Conclusion:

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques donc R=3.5

VI.5. Résultantes des forces sismiques de calcul: [Art 4. 3. 6 du RPA 99 mod 2003]

La résultante des forces sismiques à la base **V_{etabs}** obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V_{mse}**

V_{etabs}: effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse}: effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

A = 0,25 (coefficient d'accélération de zone: zone III, groupe 2).

R = 3.5 (valeur du coefficient de comportement: structure constitué par voiles porteurs).

W = 33247.83 (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité.

groupe	zone I	zone II _a	Zone II _b	zone III
1A	0.15	0.25	0.3	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.17	0.10	0.14	0.18

- **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Période donné par l'ETABS est : **T_{etabs} = 0,646 s** (mode1)

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = \min \begin{cases} T_{emp} = 0.578 \text{ s} \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.75 \text{ s} \\ T_{calcul} = 0.641 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow 0.578$$

T1 et T2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \quad T_2 = 0.3 \text{ s (site 1) (4.2 RPA99 / 2003)}$$

$$\text{Avec } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 / 2003) $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.763 > 0.7$$

$$D = 2.5 \times 0.763 (0.3/0.578)^{2/3} = 1.232$$

Application numérique

$$V_x = V_y = V = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.25 \times 1.232 \times 1.30}{3.50} 32241,1 = 3688.38 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

$$\text{Global } F_x: \text{ dans le sens } xx : \quad V_{\text{etabs}} = 3319.52 \text{ kN}$$

$$\text{Global } F_y: \text{ dans le sens } yy : \quad V_{\text{etabs}} = 3599.12 \text{ kN}$$

- **Vérification:**

$$\text{Sens } xx: V_{\text{etabs}} = 3319.52 \text{ KN} > 80\% V_{\text{mse}} = 2950.7 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens } yy: V_{\text{etabs}} = 3599.12 \text{ KN} > 80\% V_{\text{mse}} = 2950.7 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

VI.5 Justification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

$$\Delta_k \leq 1\%h$$

- **Calcul des déplacements:**(RPA article 4.34)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous :

show table → déplacements → déplacements data → Diaphragm CM Displacement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Story	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	R	Δ_{kx}	Δ_{ky}	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%H(cm)	OB
TERRASSE	1,9117	1,6184	3,5	6,6905	5,6644	0,777	0,7905	3,06	CV
ET4	1,6897	1,3925	3,5	5,9135	4,87375	0,8512	0,8135	3,06	CV
ET3	1,4465	1,16	3,5	5,0625	4,06	0,9086	0,8239	3,06	CV
ET2	1,1869	0,9246	3,5	4,1545	3,2361	0,952	0,8099	3,06	CV
ET1	0,9149	0,6932	3,5	3,2025	2,4262	0,9534	0,7616	3,06	CV
RDC	0,6425	0,4756	3,5	2,2485	1,6646	0,8841	0,6635	3,06	CV
SSOL1	0,3899	0,2861	3,5	1,3645	1,00135	0,8218	0,5915	3,4	CV
SSOL2	0,1551	0,117	3,5	0,5425	0,4095	0,5425	0,4095	4,42	CV

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

VI.6 - Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ [Art 5. 9 RPA 90 mod 2003]:

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k»
 $= \sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» = $\sum F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

ETAGE	PK	Sens x-x			Sens y-y			Ob
		$p_k \Delta_{kx}$	$VX.h_k$	θ_X	$p_k \Delta_{ky}$	$VY.h_k$	θ_Y	
terrass	4164,45	3235,7776	271966,68	0,01189	3292,6223	298652,94	0,0110	CV
ET4	3865,46	3290,2795	453537,9	0,00725	3145,5180	499750,02	0,0062	CV
ET3	3865,47	3512,1660	594481,5	0,00590	3184,7607	649130,04	0,0049	CV
ET2	3865,46	3679,9179	711061,38	0,00517	3130,6360	769678,74	0,0040	CV
ET1	3865,47	3685,3391	809939,16	0,00455	2943,9419	873342,36	0,0033	CV
RDC	3865,46	3417,4531	894236,04	0,00382	2563,7663	964101,96	0,0026	CV
SS1	3961,85	3255,8483	1069442,8	0,00304	2344,8209	1155782,4	0,0020	CV
SS2	4787,44	2598,8618	1467227,8	0,00177	1960,4566	1590811,0	0,0012	CV

La condition est vérifiée, d'où Les effets du second ordre peuvent être négligés.

VI.6 Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot fc2} \leq 0.3$$

Où : Nd : l'effort normal maximal.

Bc : section du poteau.

fc28 : résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Cette vérification n'est pas vérifié pour les poteaux de section 45X45 à la base donc on a augmenté les sections comme suit ;

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	section	N(KN)	v	observation
SS2/SS1	50X50	1872,31	0.29	≤ 0.3 C.V
RDC/ET5	40X40	1136,46	0.284	≤ 0.3 C.V
BALCON	25X25	381.83	0.244	≤ 0.3 C.V

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux

CHAPITRE VII



ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Le ferrillage des poteaux s'effectuera à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : $(1.35G+1.5Q)$, $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$

Et selon l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{mpa})$	$\sigma_s(\text{mpa})$
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

VII .1- Recommandations du RPA:(zone III)

❖ 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 **50 \emptyset** (zone III),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement

• Pourcentage total minimum:

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,9%** de la section du béton (**0,9% x b x h**) :

Poteau (50x50) : $A_{\min}=22.5 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min}=14.4 \text{ cm}^2$

Poteau (25x25) : $A_{\min}=5.62 \text{ cm}^2$

• Pourcentage total maximum:

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement:

Zone courante sera de 4% x b x h

Poteau (50x50) : $A_{\max}=100\text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\max}=64\text{cm}^2$

Poteau (25x25) : $A_{\max}=25\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de 6% $x_b \times h$

Poteau (50x50) : $A_{max}=150\text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{max}=96\text{cm}^2$

Poteau (25x25) : $A_{max}=37.5\text{cm}^2$

Section de poteaux (cm)	Pourcentage minimal (cm ²) $A_{min}=0.9\%bh$	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\%bh$	Zone courante $A_{max}=4\%bh$
50X50	22.5	150	100
40X40	14.4	96	64
25X25	5.62	37.5	25

VII.2- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

a. Section entièrement tendue (S.E.T)

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$A_{st\ sup}$ $A_{st\ inf}$ seront déterminées par ces formules :

$$N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st}$$

$$A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u\right) = 0$$

b. Section partiellement comprimée (S.P.C):

$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ de plus, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \dots (A)$$

Avec $M_f = \left(\frac{h}{2} - c\right) N_u + M_u$ qui représente le moment fictif

Dans le cas où (A) est vérifiée, on dit que la section est une S.P.C

D'où le calcul se fait comme suit :

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

Deux cas se présentent pour μ_b

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA) donc il faut calculer A_1 et A_1'

Et μ_1 : valeur ultime pour une section simplement armée qui vaut 0.392

1. Pour une SSA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$, d'où la section d'acier réelle sera $A_s = A_1 \frac{N_u}{\sigma_s}$

2. Pour une SDA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$ avec $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

M_f : Moment ultime pour une SSA

Les sections d'acier réelles seront $A_s' = A_1'$ et $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

c. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une SEC c'est lorsque (A) n'est pas vérifiée, elle engendre deux cas de ferrailage après vérification de l'inégalité suivante :

$$(d-c') N_u - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \quad \dots (B)$$

1. Si (B) est vérifiée, alors la section a besoin d'armatures comprimées supérieures et inférieures

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

2. Si (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures en zone la moins comprimée $A_s = 0$

$$A_s' = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{avec } \psi = \frac{0.351 + \frac{(d-c') N_u - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

✚ Calcul du ferrailage des poteaux :

Exemple de calcul manuel :

Poteau : 50x50 :

N max= 240.16 KN

M cor=144.701 KN.m (Effort de compression).

$$e = \frac{M}{N} = \frac{144.701}{240.16} = 0.6$$

$$(h/2) - c = (0, 5/2) - 0,03 = 0,22 \text{ cm}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N (h/2 - c')$$

$$M_f = 144.701 + 240.16(0.5/2 - 0.03) \implies M_f = 197.53 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d = h - c = 0, 50 - 0, 03 = 0, 47 \text{ m}$$

$$N (d - c') - M_f = 240.16 \times (0, 47 - 0, 03) - 197.53 = -91.85 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') b h^2 f_{bc} = (0,337 \times 0, 50 - 0, 81 \times 0, 03) \times 0, 50 \times (0,50)^2 \times 14,2 \times 103 = 255,955 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 255, 955 > N_u(d - c') - M_f = -91.85$$

→ La condition est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{Sc}=0 \text{ cm}^2$

✓ Calcule A_{st} :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{197.53 \cdot 10^6}{500.470^2 \cdot 14.2} = 0.125$$

$$0,125 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,933$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{197.53 \cdot 10^5}{0.933 \cdot 47.348 \cdot 10^2} = 12.94 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 12.94 - \frac{240.16 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

Ferraillage des poteaux

- sens longitudinal-

Niveau x	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Obs 1	Obs 2	A _s (A _{inf})(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
s-sol2 s-sol1	50x50	N _{max} = 1872.31	M _{cor} = 7.65	SET	SSA	0	22.5	25.12	8HA20
		N _{min} = 1.43	M _{cor} = 39.05	SPC	SSA	2.4			
		N _{cor} = 240.16	M _{max} =144.7	SPC	SSA	6.09			
1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} = 1136.46	M _{cor} = 6.93	SET	SSA	0	14.4	16.08	8HA16
		N _{min} = 0.03	M _{cor} = 7.44	SPC	SSA	0.58			
		N _{cor} = 186.45	M _{max} =74.86	SPC	SSA	3.61			
SS2 étage 1 ou terrass e	25x25	N _{max} = 381.83	M _{cor} = 1.62	SET	SSA	0	5.62	6.15	4HA14
		N _{min} = 1.16	M _{cor} = 3.001	SPC	SSA	0.38			
		N _{cor} = 12.5	M _{max} =8.84	SPC	SSA	0.99			

Tableau VII-1: Ferraillage des poteaux sens longitudinal.

• sens transversal :

Niveau	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Obs 1	Obs 2	A _s (A _{s up})	A _s (A _{inf})(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
s-sol2 s-sol1	50x50	N _{max} =1872.3 1	M _{cor} =30.486	SET	SSA	0	0	22.5	25.12	8HA20
		N _{min} = 1.43	M _{cor} = 64.04	SPC	SSA	0	3,98			
		N _{cor} =949.89	M _{max} =86.93	SPC	SSA	0	0			
RDC 1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} =1136,46	M _{cor} = 24,426	SET	SSA	0	0	14.4	16.08	8HA16
		N _{min} = 0.03	M _{cor} = 40.646	SPC	SSA	0	3.25			
		N _{cor} = 26.55	M _{max} =56.91	SPC	SSA	0	4.22			
BALCON	25X25	N _{max} =381.83	M _{cor} = 3.19	SET	SSA	0	0	5.62	6.15	4HA14
		N _{min} = 1.16	M _{cor} = 4.466	SPC	SSA	0	0.57			
		N _{cor} = 29.1	M _{max} =10.6	SPC	SSA	0	0.99			

Tableau VII-2: Ferraillage des poteaux sens transversal.

Remarque : les sections d'acier adoptées ne dépassent pas les pourcentages maximums exigés par le RPA99 modifiée 2003 que ce soit en zone courante ou bien en zone de recouvrement

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a. Diamètre des armatures transversales:(ArtA.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :

$A_t = 3, 14\text{cm}^2 = 4\text{HA}10$ (Zone I).

$A_t = 2, 01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8$ (Zone II,III).

Les armateurs longitudinaux des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\emptyset 8$.

Soit ($A_t=2.01$).

Remarque : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset_t$ minimum

b. Calcul des espacements:

Espacement maximal des armatures transversales:(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «t» des armatures transversales est fixée comme suite:

En zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ on adopte $t=10\text{cm}$

En zone courante : $t' \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \Phi_t)$

on adopte $t=15\text{cm}$

Où \emptyset_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2) :**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** s'il élancement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque:

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau

Élancement géométrique du poteau: $\lambda = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement ($L_f=0,707 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- 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

❖ **Poteaux (50 x 50)**

✓ **S-Sol 2 et S-Sol 1 :**

$$\lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.42}{0.5} = 6.25 \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

En zone courante

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

❖ **Poteaux (40 x 40)**

✓ **RDC – ET5 :**

$$\lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 5.41 > 5$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

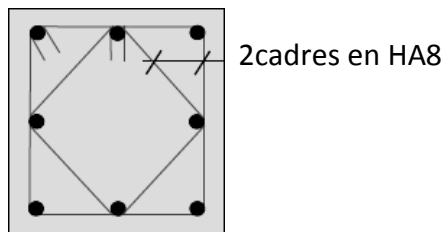
En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants:

Poteaux avec 8 barres



Remarque : Les crochets ont une longueur de 8cm

❖ **Vérifications à l'ELS:** Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier :

a. **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de compression du béton:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier à fin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants:

Niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)	obs
s-sol1 s-sol2	50x50	x-x	1324.25	0.56	25.12	4.09	61.3	4.05	60.8	CV
			20.99	4.39		0.2	27	0	1.09	
			476.66	9.66		1.74	25.6	1.19	18.4	
		y-y	1324.25	3.76		4.18	62.5	3.96	59.7	
			20.99	6.44		0.27	3.6	0	-2.73	
			946.4	32.02		3.81	55.6	2	311.7	
RDC ,1, 2, 3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	939.35	1.76	16.08	4.61	68.9	4.41	66.4	CV
			13.64	3.59		0.3	3.85	0	-3.28	
			78.32	17.87		1.52	19.8	0	-14.2	
		y-y	939.35	8.46		4.99	73.8	4.03	61.5	
			13.64	0.07		0.07	1.03	0.06	0.93	
			145.09	36.27		3.04	39.3	0	-31.6	
BAL- CON	25x25	x-x	183.78	0.15	6.15	2.08	31.1	2.02	30.4	CV
			7.77	0.19		0.13	1.77	0.05	0.83	
			27.48	2.76		0.96	11.8	0	-4.09	
		y-y	183.78	0.33		2.12	31.6	1.98	29.9	
			7.77	1.2		0.38	4.52	0	-3.33	
			23.24	4.86		1.49	17	0	-17	

Tableau VII-3: vérification état limite de compression du béton.

Conclusion:

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

c. **Vérification contraintes tangentielles**(Art.7.4.3.2/RPA99version2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_γ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**

D'où $\bar{\tau}_{bu} = 1.875$ MPa

• **Poteau de 50x50**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{93.55 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.38$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{84.84 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.35$$

• **Poteau de 40x40**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{95.01 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.62$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{78.05 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.51$$

• **Poteau de 25x25**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{38.9 \cdot 10^3}{250 \cdot 230} = 0.67$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{21.2 \cdot 10^3}{250 \cdot 230} = 0.36$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

d. **Condition de non fragilité** (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée99).

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{es - 0.455(d)}{les - 0.185(d)} \right] bd$$

niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	obs.				
sous-sol3 sous-sol2	50x50	x-x	1324.25	0.56	0.422	7.33	25.12	CV				
			20.99	4.39	20.91	-0.22						
			476.66	9.66	2.02	8.37						
		y-y	1324.25	3.76	0.28	7.26						
			20.99	6.44	30.68	1.17						
1,2,3,4 et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	939.35	1.76	0.187	4.58	16.08	CV				
			13.64	3.59	26.31	0.85						
			78.32	17.87	22.8	0.64						
		y-y	939.35	8.46	0.9	4.90						
			13.64	0.07	0.51	4.72						
			145.09	36.27	24.9	0.78						
		6 ^{ème} étage et toiture	25x25	x-x	183.78	0.15			0.08	1.72	6.15	CV
					7.77	0.19			2.44	3.07		
					27.48	2.76			10.04	-0.05		
y-y	183.78			0.33	0.18	1.75						
	7.77			1.2	15.4	0.30						
	23.24			4.86	20.9	0.43						

Tableau VII-4: vérification de la Condition de non fragilité.

Conclusion :

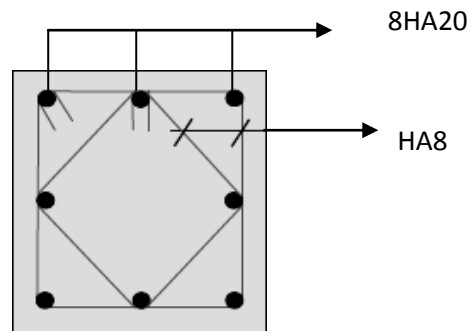
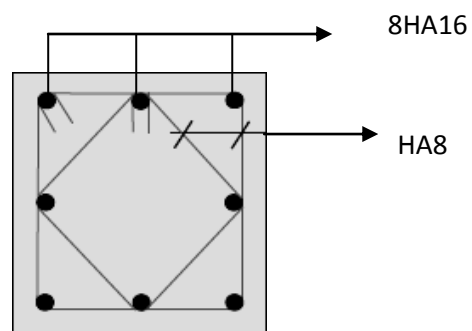
Après tous calculs fais et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

NIVEAUX	SECTION (cm ²)	A ADOPTE
SS2,SS1	50X50	8HA20=25.12 cm ²
1,2,3,4,5 étages	40X40	8HA16=16.08cm ²
Balcon	25X25	4AH14=6.15cm ²

Tableau VII.5 : Ferraillage finale des poteaux.

Schéma de ferrillage des poteaux :**✚ Poteaux (50×50) :**

- Les armatures longitudinales : $8HA20 = 25,12\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

**FIGURE VII.1: Ferrillage Poteau 50x50****FIGURE VII.2: Ferrillage Poteau 40X40**

CHAPITRE VIII



ferraillage des poutres

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

- ELU (1.35G+1.5Q)
 - accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.
- Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VIII.1- Recommandations du RPA :**Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003] :****a. Pourcentage total minimum :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \text{ en toute section}$$

b. Pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) \text{ pour la zone de recouvrement}$$

	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$	$A_{\max} = 4\% (b \times h)$	$A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (30X40)	6	48	72
poutre secondaire (30X35)	5.25	42	63

Tableau. VIII.1 : Section minimales des armatures longitudinales.

c. La longueur de recouvrement est de 50 \varnothing (zone III)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII.2- Etapes de calcul de ferrailage :

a. Armatures longitudinale :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit « μ » :** $\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$

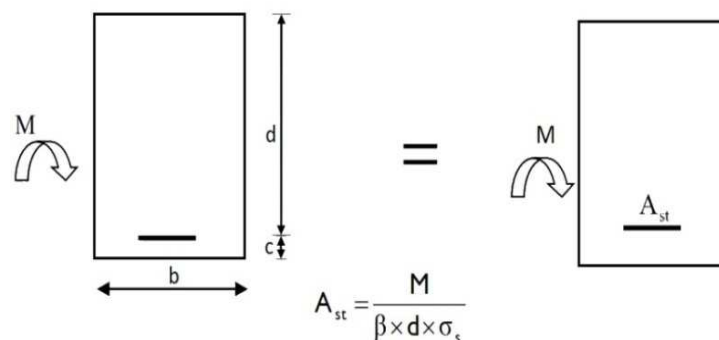
- **Définition du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 »:**

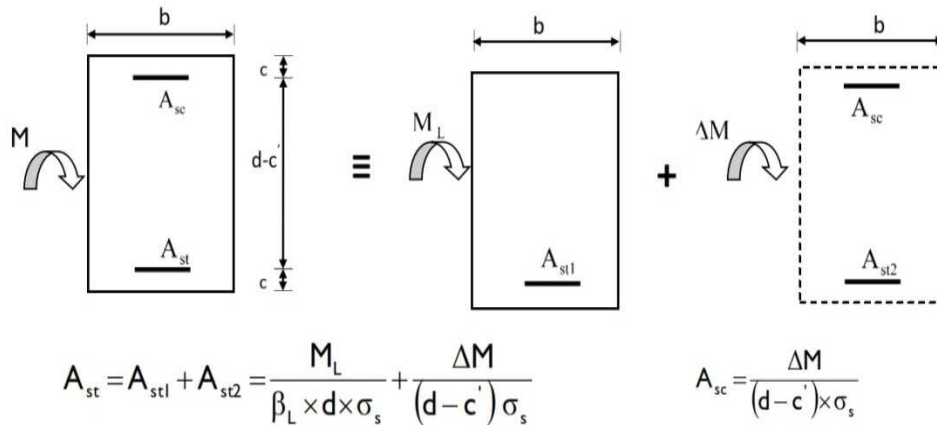
1^{er} cas : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)



2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



VIII.2.1- Ferrillage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrillage.

**En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

b. Poutres principales :

Exemple de calcul: Poutre principale (30x40)

Aux appuis :

$M_{aELU} = 123.32 \text{ kN.m}$

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{123.32 \cdot 10^6}{300 \cdot 380^2 \cdot 14.2} = 0.2 \leq \mu_1 \text{ (SSA)}$ de $\beta = 0.887$

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{123.32 \cdot 10^3}{0.887 \cdot 38 \cdot 348} = 10.51 \text{ cm}^2$

En travée :

$M_{tELU} = 103.86 \text{ kN.m}$

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{58.16 \cdot 10^6}{300 \cdot 380^2 \cdot 14.2} = 0.094 \leq \mu_1 \text{ (SSA)}$ de $\beta = 0.951$

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{58.16 \cdot 10^3}{0.951 \cdot 38 \cdot 348} = 4.62 \text{ cm}^2$

Tous Les résultats des ferrillages sont donnés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales :

	M (kN.m)	comb	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	Ferraillage		A _{adopter} (cm ²)	
							FILLANTES	CHAPPEAUX		
Pp	App A _{sup}	123.32	Acc	0.2	SSA	0.887	10.51	3HA16	3HA14	10.65
	Tra	58.167	ELU	0.094	SSA	0.951	4.62	3HA16	/	6.03
	App A _{inf}	104.66	Acc	0.17	SSA	0.906	8.73	3HA16	3HA14	10.65

Tableau VIII-2:Ferraillage des poutres principales

- c. Poutres secondaires :

	M (kN.m)	Comb	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	Ferraillage		A _{adopter} (cm ²)	
							FILLANTES	CHAPPEAUX		
Ps	App A _{sup}	98.74	Acc	0.212	SSA	0.879	9.30	3HA16	3HA12	9.42
	tra	25.93	ELU	0.055	SSA	0.9715	2.32	3HA16	/	4.62
	App A _{inf}	92.95	Acc	0.200	SSA	0.887	9.12	3HA16	3HA12	9.42

Tableau VIII-3:Ferraillage des poutres secondaires :

VIII.2.2- Vérification

A. Vérifications des poutres à l'ELU

- d. la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

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

- Poutres principales $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{cm}^2$

- Poutres secondaires $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2$

Condition vérifiée.

- e. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement

égale à : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec $T_{u \max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

Et pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

• Pour les poutres principales: $\tau_u = \frac{124.32 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 1.09 \text{ Mpa}$

Les contraintes sont vérifiées.

• Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u \max}{0.9d} = \frac{41.5 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 0.42 \text{ Mpa}$

Les contraintes sont vérifiées.

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1,211/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

• Pour les poutres secondaires :

$$T_u = 124.32 < 0.4 \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 684 \text{ kN}$$

Les contraintes sont vérifiées.

• Pour les poutres secondaires :

$$T_u = 41.5 < 0.4 \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594 \text{ kN}$$

Les contraintes sont vérifiées.

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

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inferieur suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

• Poutres principales : $A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u \max}{f_{su}} = \frac{124.33 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 3.57 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• Poutres secondaires : $A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u \max}{f_{su}} = \frac{41.5 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1.19 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis à vis de l'état ultime, M_u , est inférieure à $0.9 \cdot V_u \cdot d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côte travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\text{Donc } A_s \geq \left(T_u - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

• Pour les poutres principales: $A_{s \text{ min à ancrer}} \geq \left(124.33 - \frac{58.16}{0.9 \cdot 0.38} \right) \frac{1}{348} = -0.13 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• Pour les poutres secondaires : $A_{s \text{ min à ancrer}} \geq \left(41.5 - \frac{25.93}{0.9 \cdot 0.33} \right) \frac{1}{348} = -0.13 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

h. Entraînement des barres: (Art A.6.1 ,3/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{sec} = \frac{T_{u\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{sec} \text{ tel que } \bar{\tau}_{sec} = \psi_s f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour HA.

• Pour les poutres principales : 3HA16 donne $u_i = 15.07$

$$\tau_{sec} = \frac{124.33 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 150.7} = 2.41 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Pour les poutres secondaires : 3HA14 donne $u_i = 13.18$

$$\tau_{sec} = \frac{41.5 \times 10}{0.9 \times 330 \times 131.8} = 1.06 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_e = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$

-Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 14$: $L_s = 49.32 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour $\emptyset 16$: $L_s = 56.44 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 60 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4 \times L_s$

-Pour $\phi 12$: $L_a = 16.92 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 18 \text{ cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_a = 19.75 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour $\phi 16$: $L_a = 22.57 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 25 \text{ cm}$

B. Calcul des armatures transversales :

- Calcul des espacements

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

	Calcul de S_t (cm)			At	Ferrillage(cm)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\emptyset)$	Min [10;19.2]	$S_t = 10 \text{ cm}$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	20 cm	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4; 12\emptyset)$	Min [8.75;19.2]	$S_t = 8 \text{ cm}$	0.72	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	17.5 cm	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.35	

Tableau. VIII.4. Armatures transversales

C. Vérification à L'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st}=348$ MPa.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa.

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcule $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niv	M (kN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st}	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	
PP	App	75.77	0.93	0.864	21.76	10.65	38	216.69	348	CV	9.95	15	CV
	tra	42.468	0.53	0.891	30.87	6.03	38	208.01	348	CV	6.73	15	CV
PS	App	31.187	0.95	0.863	21.50	9.42	33	116.25	348	CV	5.40	15	CV
	tra	18.831	0.47	0.896	33.08	4.62	33	137.85	348	CV	4.16	15	CV

Tableau VIII.5 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

c. Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche,

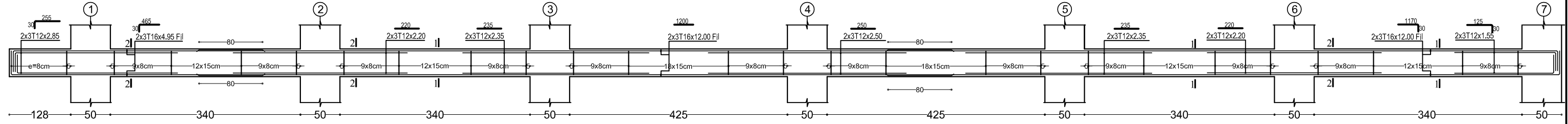
$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm sens des poutres principales.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm sens des poutres secondaire.}$$

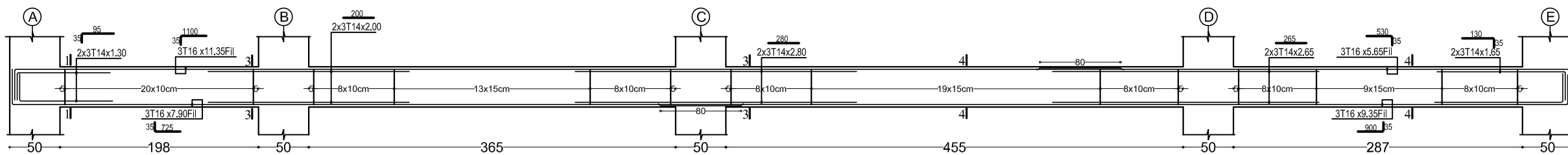
La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.008$ cm

Donc la flèche est vérifiée.

Ferrailage Poutre secondaire (30x35)

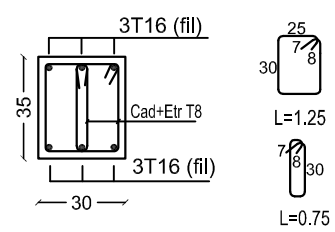


Ferrailage Poutre principale (30x40)



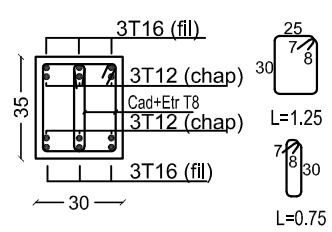
COUPE 1-1

ECH: 1/20



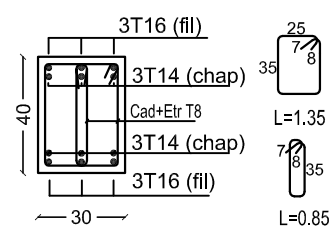
COUPE 2-2

ECH: 1/20



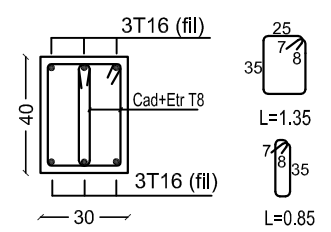
COUPE 3-3

ECH: 1/20



COUPE 4-4

ECH: 1/20



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par :
Melle: DJOUDER Nacera
Mr: DJOUDER Ali
Dirigé par :
Mr: GHOULEM.K
PROMOTION 2018/2019

Titre :
Ferrailage des Poutres

CHAPITRE IX



ferrailage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone 1 : 1^{ème} et 2^{ème} sous-sol

Zone 2 : RDC et 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire Sous les combinaisons :

$$1.35G+1.5Q ; G+Q\pm E \text{ et } 0.8G\pm E$$

De plus une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

IX .1- Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur(d).

a. Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M v'}{I}$$

Avec :

B: Section du béton B=eL

I : Moment d'inertie du trumeau

v, v' : Bras de levier tq : v =v' =L/2

L : longueur du voile

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

- **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur(d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées:

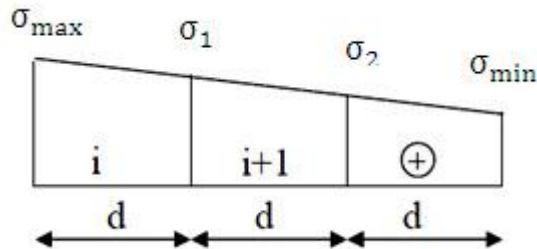
$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

avec

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

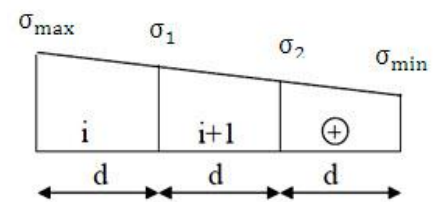


- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

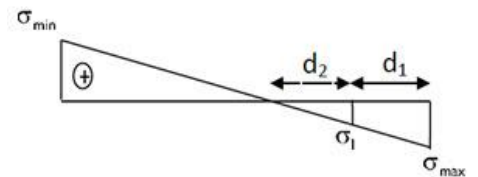
Avec : e : épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée :

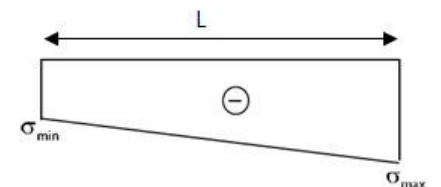
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d_1 . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . d_2 . e$$



- Section entièrement tendue :

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} . L . e$$



b. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.

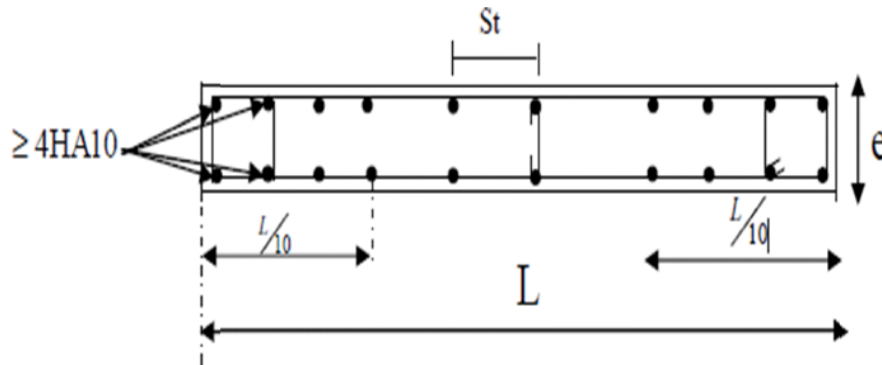


Figure IX -1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est au moins de 4HA10, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

c. Armatures minimales:

- Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \text{ (Art A.8.1,21/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- Section partiellement comprimée:

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ Section min (Art 7.7.4.1RPA99 version 2003)}$$

B : section du tronçon considéré

- Section entièrement tendue:

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ Section min (Art 7.7.4.1RPA99 version 2003)}$$

d. Armatures horizontales:

- Exigence du RPA:(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).
 - Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ**
 - La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0.15\% \cdot B$
 - Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas

dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:**(Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile A_V et $A_H \geq 0,15\%B$

Zone courante: A_V et $A_H \geq 0,10\%B$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003):

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$S_t \leq \min (1.5 e, 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (37.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec

e=épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15cm**

h. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX .2- Vérification:**a. Vérification à L'ELS:**

Pour cet état, on considère:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2/version 2003):**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad V = 1.4 V_{u, \text{calculé}}$$

et :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$)

h: Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99) :**

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11/BAEL91 modifiées 99)

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$ pour une fissuration préjudiciable.

b. Exemple de calcul: (zone I voile VL1)

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de longueur L=3.00 m(s-sol) et d'épaisseur e=20cm

- **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile VL1 qui sont comme suites :

$$\sigma_{\max} = +9035.36 \text{ KN/m}^2 \text{ (traction)}$$

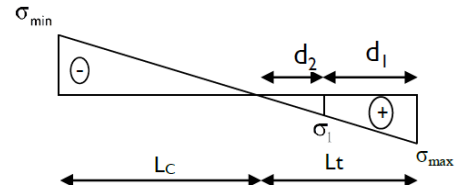
$$\sigma_{\min} = -13076.94 \text{ KN/m}^2 \text{ (compression)}$$

La section est partiellement comprimée:

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$L_c = 1.23 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue $L_t = 1.77 \text{ m}$



- **Détermination de la longueur de la bande « d »**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad d \leq \min \left(\frac{4.42}{2}, \frac{2}{3} \cdot 1.23 \right) = 0.82 \text{ m}$$

On opte pour $d=0,82 \text{ m}$

Nos voiles présentent une symétrie par faite donc pour cela on étudie deux bandes:

- **bande1** de longueur d_1 (bande extrême)
- **bande2** de longueur d_2 (bande centrale)

- **Ferrailage du voile :**

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

Pour la zone tendue :

$$\sigma_{\min}/L_t = \sigma_1/L_t - d$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{13076.94 (1.77 - 0.82)}{1.77} = 7018.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 7018.69 \text{ KN/m}^2,$$

Calcul de la section d'acier

Bande 1 : on a $d=d_1=0.82m$ et $e=20cm$

$$\sigma_{min} = 13076.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 7018.69 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{13076.94 + 7018.69}{2} \cdot 0.82 \times 0.2 = 1647.84 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1406.3 \times 10}{348} = 41.13 \text{ cm}^2$$

Bande 2 : on a $d_2=L_t-d_1=0.95m$ et $e=20cm$

$$\sigma_1 = 7018.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{7018.69}{2} \cdot 0.95 \times 0.2 = 666.77 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{666.77 \times 10}{348} = 16.87 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2 %B.

Par conséquent chaque maille ($d=0.82m$) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à : $A_{min} = 0.002 \times 1250 = 2.5 \text{ cm}^2$

Section d'acier /nappe /bande:

- **Armature de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec } T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 553.46 \times 10}{400} = 21.3 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature totale:**

Bande 1: $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{21.3}{4} + 41.13 = 46.45 \text{ cm}^2$

Bande 2: $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{21.3}{4} + 16.87 = 22.19 \text{ cm}^2$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adop	espacement
Bande 1	50.26	2X8HA20	10
Bande 2	24.12	2X6HA16	11.4

- **Vérifications:**

- **Pourcentage minimal dans le voile:** Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d_x e x f_{t28}}{f_e}, 0.2\%B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{82 \times 20 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 300 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = 8.61 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à:

$$2X8HA20 = 46.45 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures horizontales:**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\%B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{46.45}{4}, 0.0015 \times 300 \times 20 \right)$$

$$A_h \geq 11.61 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 11.61/2 = 5.80 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte: **2X6HA12** (e=20cm) = 13.56 cm²

- **Armature transversales:**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes:**

- **BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{553.46 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.43 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \ll \text{coura (ou } 3.26 \text{ MPa} \ll \text{accid)}$$

condition vérifiée.

- **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 553.46 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.43 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{1894.96 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15 \times 46.45 \times 10^2} = 2.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c. Ferrailage :

- **Ferrailage des voiles longitudinaux :**

Ferrailage de voile V_{L1} :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,42	3,40	3,06
	L (m)		3,00	3,00	3,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,6	0,6
	He		4,420	3,40	3,060
	H		4,07	3,05	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		553,460	543,690	398,610
	N _{ser} (kN)		1894,96	1794,69	1713,16
	Vu (kN)		774,844	761,166	558,054
	σ_{max} (kN/m ²)		9035,360	5390,080	4036,330
	σ_{min} (kN/m ²)		13076,940	8969,400	7188,010
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,23	1,13	1,08
	L _t		1,77	1,87	1,92
	D		0,82	0,75	0,72
	d _{adopté}		0,82	0,75	0,72
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,96	1,12	1,20
	σ_1		7053,367	5376,013	4497,123
	N ₁		1645,10	1076,96	840,41
N ₂		674,96	603,81	540,54	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		41,13	26,92	21,01
	A _{v2} /bande (cm ²)		16,87	15,10	13,51
	A _{vj} (cm ²)		21,31	20,93	15,35
	A'v1/bande/nappe		46,45	32,16	24,55
	A'v2/bande/nappe		22,20	20,33	17,35
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		8,61	7,88	7,55
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		50,26	32,16	24,62
	Av2 adopté (cm ²)		24,12	24,12	9,23
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA20	2x8HA16	2x8HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA16	2x6HA16	2x6HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	11	10	9,5
	Bande 2	15	17,8	19,16	

Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	11.61	9,00	9,00	
	AH adopté (cm ²)	13.56	11.3	11.3	
	choix de la section	2X6HA12	2X5HA12	2X5HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	16	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,435	1,410	1,033
	2,26 Mpa	T_u	1,025	1,007	0,738
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,951	2,848	2,719

Ferrailage de voile longitudinal V_{L2} :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,42	3,40	3,06
	L (m)	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,5	0,5	0,5
	He	4,420	3,40	3,060
Solllicitation de calcul	H	4,07	3,05	2,71
	T(kN)	366,910	289,150	246,870
	N _{ser} (kN)	1449,75	1286,72	1207,98
	Vu (kN)	513,674	404,810	345,618
	σ_{max} (kN/m ²)	6684,470	3100,540	2981,240
	σ_{min} (kN/m ²)	11942,130	7877,340	6286,000
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,90	0,71	0,80
	L _t	1,60	1,79	1,70
	D	0,60	0,47	0,54
	d _{adopté}	0,60	0,47	0,54
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,00	1,32	1,16
	σ_1	7485,817	5810,313	4298,507
N ₁	1162,01	644,31	567,50	
N ₂	752,12	768,81	498,45	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	29,05	16,11	14,19
	A _{v2} /bande (cm ²)	18,80	19,22	12,46
	A _{vj} (cm ²)	14,13	11,13	9,50
	A'v1/bande/nappe	32,58	18,89	16,56

	A ^v 2/bande/nappe	22,33	22,00	14,84	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	6,28	4,94	5,63	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	36.18	20,36	20,36	
	Av2 adopté (cm ²)	24.62	24.62	18.1	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x9HA16	2x9HA16	2x9HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA12
	Espacement (cm)	Bande 1 Bande 2	7.5 14	6 18	7 16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	7,50	7,50	7,50	
	AH adopté (cm2)	11.3	11.3	11.3	
	choix de la section	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,141	0,900	0,768
	2,26 Mpa	T _u	0,815	0,643	0,549
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,674	2,427	2,279

Ferraillage de voile transversal V_{T1} :

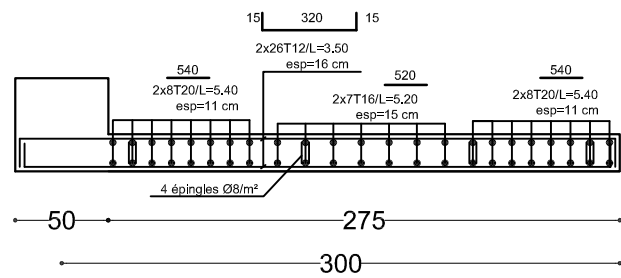
Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,42	3,40	3,06
	L (m)	4,13	4,13	4,13
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,826	0,826	0,826
	He h	4,420 4,02	3,40 3,00	3,060 2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	594,560	498,130	400,040
	N _{ser} (kN)	1617,28	1397,87	1327,69
	Vu (kN)	832,384	697,382	560,056
	σ _{max} (kN/m ²)	7632,480	4388,550	3969,310
	σ _{min} (kN/m ²)	10175,160	7112,050	6489,310

	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L_c		1,77	1,58	1,57
	L_t		2,36	2,55	2,56
	d		1,18	1,05	1,04
	$d_{adopté}$		1,18	1,05	1,04
	$d_2 = L_t - d_{adopté}$		1,18	1,50	1,52
	σ_1		5087,580	4186,350	3843,103
	N_1		1800,89	1187,07	1079,70
	N_2		600,30	629,36	583,23
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm ²)		45,02	29,68	26,99
	A_{v2}/bande (cm ²)		15,01	15,73	14,58
	A_{vj} (cm ²)		22,89	19,18	15,40
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		50,74	34,47	30,84
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		20,73	20,53	18,43
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe}$ (cm ²)		12,39	11,03	10,97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A_{v1} adopté (cm ²)		56.54	36.2	36.2
	A_{v2} adopté (cm ²)		21.54	21.54	21.54
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x9HA20	2x9HA16	2x9HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x7HA14	2x7HA14	2x7HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	14	13	13
		Bande 2	19	25	25
Armatures horizontales	A_H/nappe (cm ²)		12,68	12,39	12,39
	A_H adopté (cm ²)		13.56	13.56	13.56
	choix de la section		2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12
Armatures transversales	Espacement (cm)		16	16	16
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,120	0,938	0,753
	2,26 Mpa	T_u	0,800	0,670	0,538
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,863	1,633	1,551

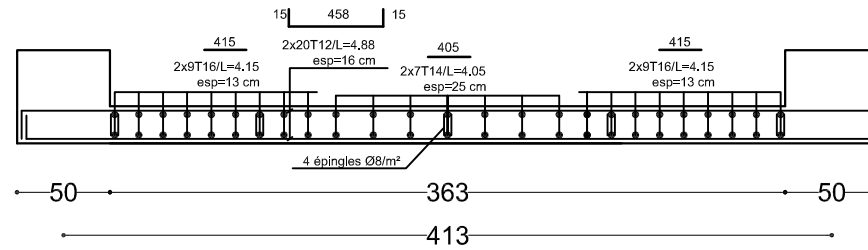
Ferrailage de voile transversal V_{T2} :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,40	3,06
	L (m)		5,05	5,05	5,05
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		1,01	1,01	1,01
	He		4,420	3,40	3,060
	H		4,02	3,00	2,66
Sollicitation de calcul	T(kN)		897,800	798,890	543,890
	N _{ser} (kN)		2301,45	1950,05	1910,06
	Vu (kN)		1256,920	1118,446	761,446
	σ _{max} (kN/m ²)		5813,660	3613,420	3145,570
	σ _{min} (kN/m ²)		10654,320	7676,590	6617,450
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,78	1,62	1,63
	L _t		3,27	3,43	3,42
	D		1,19	1,08	1,08
	d _{adopté}		1,19	1,08	1,08
	d2 = L _t - d _{adopté}		2,08	2,36	2,34
	σ ₁		6778,547	5267,643	4520,403
	N ₁		2071,95	1394,76	1208,14
	N ₂		1409,04	1241,17	1056,97
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		51,80	32,87	30,20
	A _{v2} /bande (cm ²)		35,23	31,03	22,42
	A _{vj} (cm ²)		34,57	30,76	20,94
	A'v1/bande/nappe		60,44	40,16	35,44
	A'v2/bande/nappe		43,87	38,72	27,66
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		12,48	11,31	11,39
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		62.82	40.22	40.22
	Av2 adopté (cm ²)		43.98	43.98	28.14
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x10HA20	2x10HA16	2x10HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x7HA20	2x7HA20	2x7HA16
	Espacement (cm)	Bande 1	13	12	12
		Bande 2	30	30	20

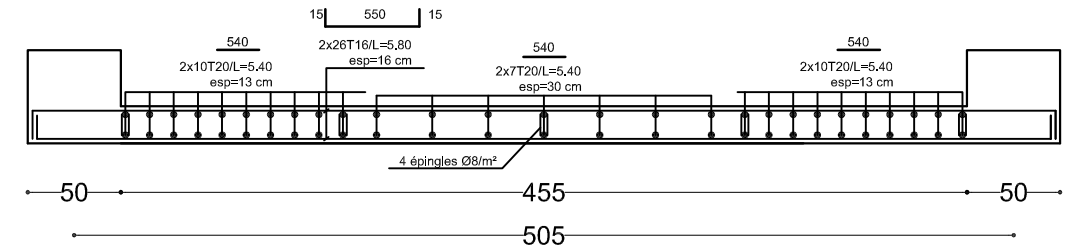
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		15,15	15,15	15,15
	AH adopté (cm2)		12,06	12,06	12,06
	choix de la section		6HA16	6HA16	6HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,383	1,230	0,838
	2,26 Mpa	τ_u	0,988	0,879	0,598
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,187	1,875	1,836



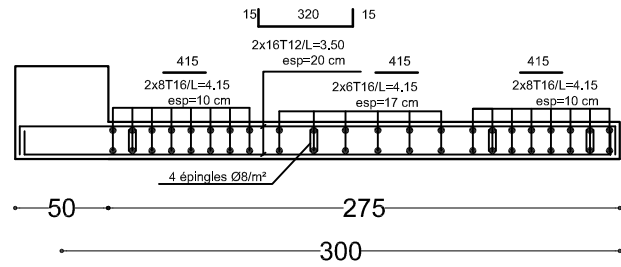
FERRAILLAGE VOILE (VL1) ZONE I



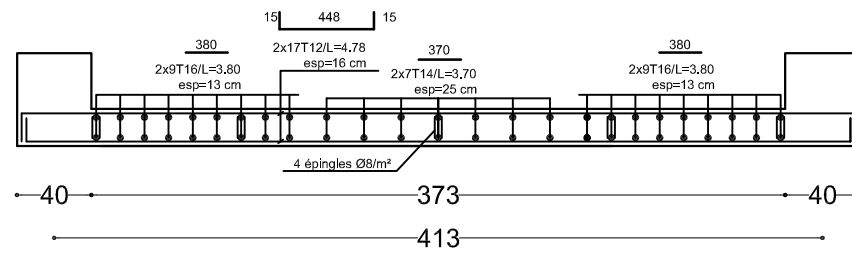
FERRAILLAGE VOILE (VT1) ZONE II



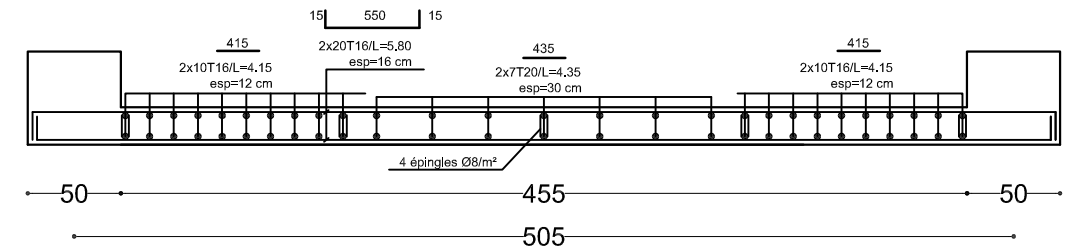
FERRAILLAGE VOILE (VT2) ZONE I



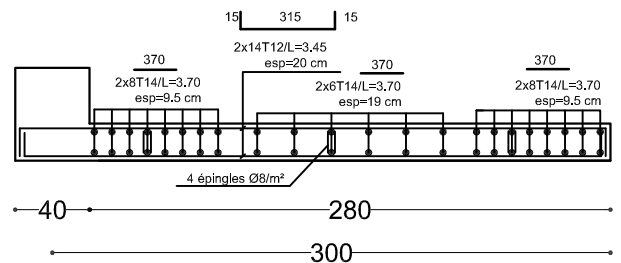
FERRAILLAGE VOILE (VL1) ZONE II



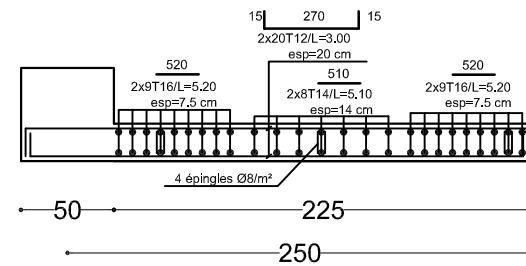
FERRAILLAGE VOILE (VT1) ZONE III



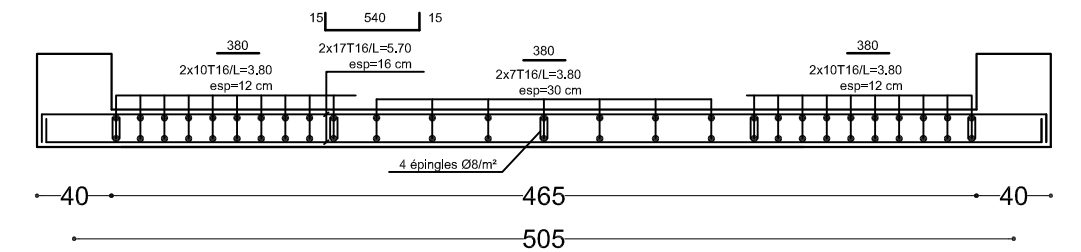
FERRAILLAGE VOILE (VT2) ZONE I



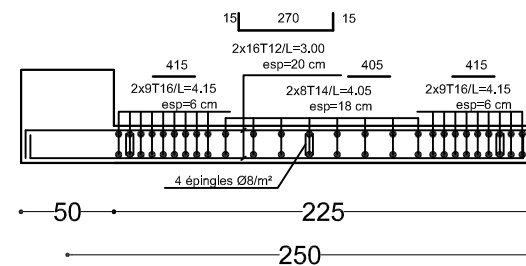
FERRAILLAGE VOILE (VL1) ZONE III



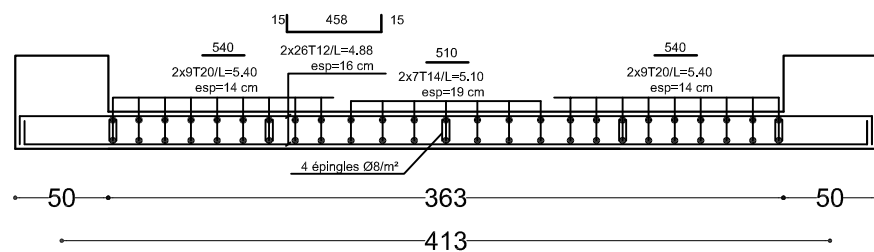
FERRAILLAGE VOILE (VL2) ZONE I



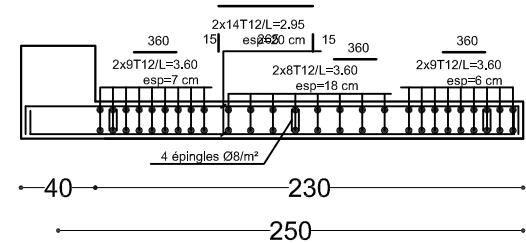
FERRAILLAGE VOILE (VT2) ZONE III



FERRAILLAGE VOILE (VL2) ZONE II



FERRAILLAGE VOILE (VT1) ZONE I



FERRAILLAGE VOILE (VL2) ZONE III

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

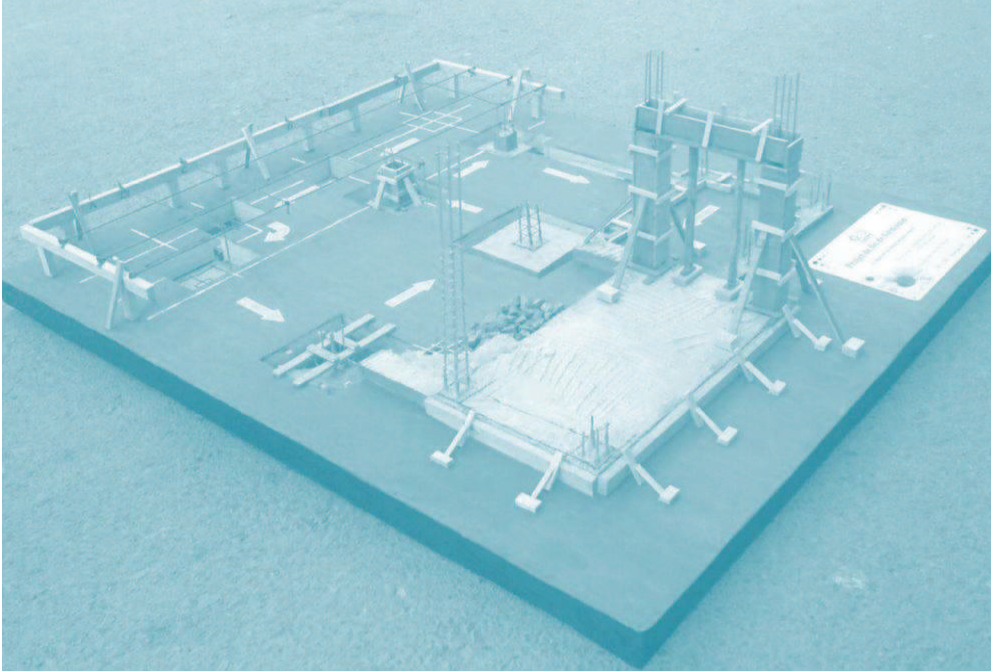
Etudié par :
 Melle: DJOUDER Nacera
 Mr: DJOUDER Ali

Dirigé par :
 Mr: GHOULEM.K

PROMOTION 2018/2019

Titre :
 Ferrailage des voiles VL1/VL2/VT1/VT2

CHAPITRE X



etude de l'infrastructure

I. Les fondations :

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la super structure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La super structure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que:

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction;
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont:

- Les pieux
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

X-1- Etude du sol:

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^3 de ciment.

X-2- Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants:

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Facilité d'exécution.
- Economie.

Remarque:

On choisira toujours la fondation la plus économique.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera sur les semelles filantes ou le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance et/ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage.

X-3- Dimensionnement des semelles continues :

1) Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

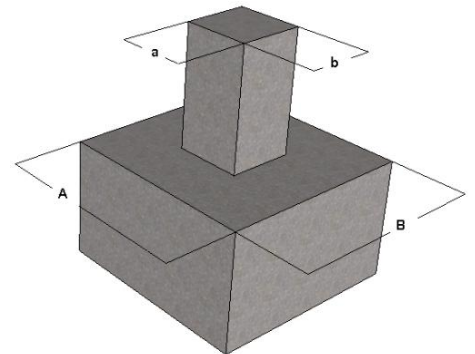
Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1$$

D'où $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \text{ avec } N_{ser}=1324.25 \text{ KN et } \sigma_{sol}=0.2\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1324.25}{200}} = 2.57\text{m} \quad A=B= 2.57\text{m}$$



Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes:

a. Semelles sous poteaux:

- **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec

e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$, $q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

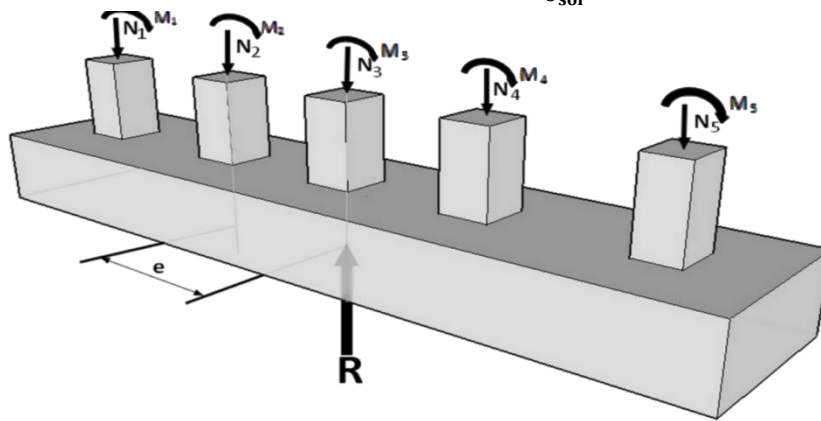


Figure. X -1: Semelle filante.

• Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique transversal (C)

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Ni=G+Q (KN)	Moment (kN.m)	ei (m)	Ni x ei(KN.m)
1	1061.84	5.13	7.58	8048.75
2	1006.4	5.23	4.18	4206.75
3	924.91	3.6	-0.87	-804.67
4	993.14	-8.73	-5	-4965.7
5	553.15	-0.64	-7.58	-4192.87
Somme	R=4539.44	4.59		2292.25

Tableau. X -1: résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2292.25 + 4.59}{4539.44} = 0.50m$$

$$e = 0.50m \leq \frac{L}{6} = \frac{15.16}{6} = 2.52m \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{4539.44}{15.16} \left(1 + \frac{6 \times 0.5}{15.16}\right) = 358.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4539.44}{15.16} \left(1 - \frac{6 \times 0.5}{15.16}\right) = 240.18 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4539.44}{15.16} \left(1 + \frac{3 \times 0.5}{15.16}\right) = 329.06 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{329.06}{200} = 1.64 \text{ m on prend } B=2 \text{ m}$$

D'où La surface de la semelle filante sous poteaux: $S_p = B \times L = 2 \times 15.16 = 30.32 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_{\text{ptot}} = 30.32 \times 6 = 181.92 \text{ m}^2$

b. Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N: $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante:

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \quad \text{d'où } B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.2MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

- Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens x-x

Voile	$N_s = G + Q$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
V_{L1}	1894.98	3.00	3.15	9.45
V_{L2}	1449.75	2.50	2.89	7.22

Tableau. X -2: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x».

- Sens y-y

Voile	$N_s = G + Q$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
V_{T1}	1617.28	4.13	1.95	8.05
V_{T2}	2701.45	5.05	2.67	13.48

Tableau. X -3: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y».

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est: $S_{\text{vtot}} = \sum B_i \times L_i = 81.82 \text{ m}^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_{\text{ptot}} + S_{\text{vtot}} = 181.92 + 81.82 = 263.74 \text{ m}^2$$

- Calcul du rapport $\left(\frac{S_t}{S_{\text{batiment}}}\right)$

$$\frac{S_t}{S_{\text{batiment}}} = \frac{263.74}{400.9} = 0.66 \text{ c.à.d : } 66\% > 50\%$$

Conclusion:

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$), les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles filantes

Pour cela nous opterons pour un radier général nervure.

3) Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués p les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une meilleure rigidité.

a. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins **25cm**.

Selon la condition forfaitaire:

- **Sous voile:** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$ avec $L_{\max}=4.5m$

$$56.25cm \leq h \leq 90cm$$

On prend: $h=70\text{ cm}$.

- **Sous poteau :**

- La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec Une hauteur minimale de } 25cm$$

L_{\max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs $L_{\max} = 5.05m$

$$h_d \geq 25.25cm \text{ On prend: } h_d = 30cm.$$

- La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = 50.5cm \quad \text{on prend: } h_n = 60cm.$$

- Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40MPa$ pour un sol moyen

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87MPa$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5.05\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.05m \quad \text{soit } h=110cm$$

La largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110.$$

$$\Rightarrow 44 \leq b_n \leq 77 \text{ on opte pour } b_n = 55 \text{ cm.}$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures: $h_n = 110\text{cm}$;

Largeur de la nervure: $b_n = 55\text{cm}$.

Hauteur de la dalle: $h_d = 30\text{ cm}$.

b. Détermination des efforts:

D'après le (BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{ cm}\right) \text{ avec } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{\text{déb}} \geq 55\text{cm} \quad \text{On prend:} \quad L_{\text{déb}} = 55\text{cm}.$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 400.9 + (15.16 + 26.45) \times 2 \times 0.55 = 446.67 \text{ m}^2.$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:

- Les charges permanentes G :

G1 : charges permanentes de la super structure

$$G1 = 31155.29 \text{ KN}$$

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G2 = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{(T.V.O)}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$G_{\text{dalle}} = 446.67 \times 0.3 \times 25 = 3350.03 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$G_{\text{nervure}} = [(1.1 - 0.3) \times 0.55 \times (15.16 \times 5 + 26.45 \times 7)] \times 25 = 2870.45 \text{ KN}.$$

- **Poids du TVO:**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$G_{\text{(T.V.O)}} = (1.1 - 0.3) \times (446.67 - 143.52) \times 17 = 4122.80 \text{ KN}$$

Avec :

Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN / m}^3$

La surface des nervures :

$$S_{\text{ner}} = 0.55 \times (15.16 \times 5 + 26.45 \times 7) = 143.52 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$G_{\text{dalle flottante}} (e_p = 10\text{cm}) = 303.15 \times 0.10 \times 25 = 757.87 \text{ kN}$$

$$G_2 = 11304.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = G1 + G2 = 42459.99 \text{ kN}$$

- Les surcharges d'exploitations Q :

Q1 : surcharges de la superstructure $Q1 = 5428.83 \text{ kN}$

Q2 : surcharges de l'infrastructure $Q2 = 446.67 \times 3.5 = 1563.34 \text{ kN}$.

$$Q_{\text{tot}} = Q1 + Q2 = 6992.17 \text{ kN}$$

c. Combinaisons d'actions:

Etat Limite Ultime: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 67809.24 \text{ KN}$.Etat Limite de Service: $N_s = G + Q = 49452.16 \text{ KN}$

• Surface du radier:

$$A \text{ l'ELU: } S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{67809.24}{1.33 \times 200} = 254.92 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS: } S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{49452.16}{200} = 247.26 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 446.67 \text{ m}^2 > \max(S_{rad}^{ELU}, S_{rad}^{ELS}) = 254.92 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée.

• Centre de gravité de la semelle du radier:

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

$$X_G = 13.225 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.58 \text{ m}$$

• Moments d'inertie de la semelle du radier:

$$I_{xx} = 7679.66 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad I_{yy} = 23377.33 \text{ m}^4$$

X-4- vérifications :

a- vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants:

- Effort normal «N» due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);
- Moment de renversement «M» due au séisme dans le sens considéré:

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

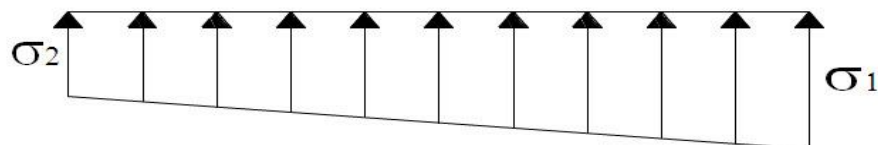


Figure. X -2. Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ à l'ELS}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$$

• Calcul des moments :

$$M_x = 24718.19 + (3319.52 \times 1.1) = 28369.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 44153.2 + (3599.12 \times 1.1) = 48112.23 \text{ KN.m}$$

- Sens x-x (longitudinal):

ELU : $M_x = 28369.66 \text{ KN.m}$ et $N_u = 67809.24 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{67809.24}{446.67} + \frac{28369.66}{23377.33} 13.225 = 167.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{67809.24}{446.67} - \frac{28369.66}{23377.33} 13.225 = 135.79 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(167.9) + 135.79}{4} = 159.87 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 159.87 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

ELS : $M_x = 28369.66 \text{ KN.m}$ et $N_s = 49452.16 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{49452.16}{446.67} + \frac{28369.66}{23377.33} 13.225 = 126.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{49452.16}{446.67} - \frac{28369.66}{23377.33} 13.225 = 94.66 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(126.76) + 93.31}{4} = 118.73 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 118.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée

- Sens y-y (transversal):

ELU : $M_y = 48112.23 \text{ KN.m}$ et $N_u = 67809.24 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{67809.24}{446.67} + \frac{48112.23}{7679.66} 7.58 = 199.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{67809.24}{446.67} - \frac{48112.23}{7679.66} 7.58 = 104.35 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(199.33) + 104.35}{4} = 175.58 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 175.58 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

ELS : $M_y = 48112.23 \text{ KN.m}$; $N_s = 49452.16 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{49452.16}{446.67} + \frac{48112.23}{7679.66} 7.58 = 158.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{49452.16}{446.67} - \frac{48112.23}{7679.66} 7.58 = 63.23 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(158.20) + 63.23}{4} = 134.44 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 134.44 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS		Obs
	σ_m (bars)	$1.33\sigma_{sol}$ bars	σ_m (bars)	σ_{sol} (bars)	
Sens x-x	1.59	2.66	1.18	2.00	CV
Sens y-y	1.75	2.66	1.34	2.00	CV

Tableau. X -4 : vérification de la stabilité du radier.

b- Vérification à l'effort sous pressions :

$$p \geq \alpha S_{rad} \gamma z$$

P: Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z: Profondeur de l'infrastructure Z= 1.1 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha=1,5$

$$P=G_{tot} = 42459.99 \text{ KN}$$

$$\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 446.67 \times 10 \times 1.1 = 7370.05 \text{ KN}$$

$$P = 42459.99 \text{ KN} \geq 7370.05 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

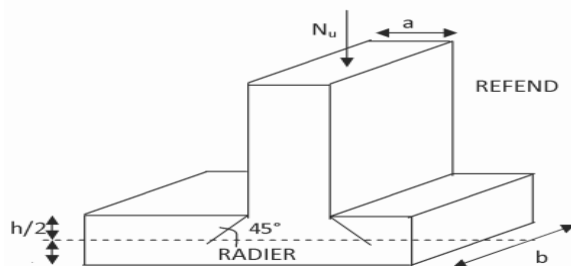
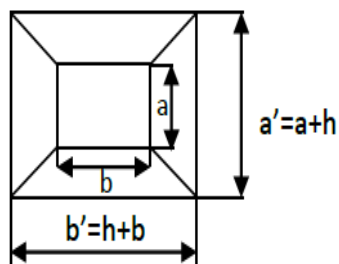
Pas de risque de soulèvement de la structure

c- Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigés si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h / \gamma b$$

• Vérification pour les poteaux



La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h / \gamma b$$

N_u : charge de poteau à l'ELU égale à 1822.1kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

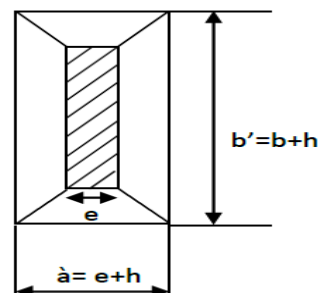
h : hauteur de la nervure égale à 110cm

$$U_c = (a+b +2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.10) \times 2 = 6.40 \text{ m}$$

$$N_u = 1822.1 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.40 \times 25000 \times 1.1 / 1.5 = 5280 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

• Vérification pour les voiles



La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur **b = 1 m**

$$N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28} x h / \gamma_b$$

N_u : charge de voile à l'ELU égale à 3708.47 kN

U_i : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h: hauteur de la nervure égale à 110cm

$$U_c = (e+b +2h) \times 2 = (0.2 + 1.00 + 2 \times 1.10) \times 2 = 6.80 \text{ m}$$

$$N_u = 3708.47 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.80 \times 25000 \times 1.1 / 1.5 = 5610 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b=1\text{m}, \quad d=0.9h_d=0.9 \times 0.30 = 0.27\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b L_{\max}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{67809.24 \times 1 \times 5.05}{2 \times 446.67} = 383.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{383.35 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.41\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- Vérification au renversement:(Art 10.1.5. du RPA99/version2003)

Quelque soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier:

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{48112.23}{49452.16} = 0.97 \text{ m} < \frac{26.45}{4} = 6.61 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{28369.66}{49452.167} = 0.57 \text{ m} < \frac{15.16}{4} = 3.79 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X-5 Ferrailage du radier:

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifiée99) La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastree sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous: avec $L_x < L_y$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)}$$

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque : le ferrailage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple

1- Ferrailage de la dalle du radier:

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en

généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{5.05} = 0.94 \quad \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = \max (157.87, 173.58) = 173.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = \max (117.38, 133.44) = 133.44 \text{ KN/m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{u \text{ rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(173.58 - \frac{15261.34}{446.67} \right) = 141.41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{s \text{ rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(133.44 - \frac{11304.7}{446.67} \right) = 109.13 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul à l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.94 \quad \text{Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.0419 \quad \text{et } \mu_y = 0.864$$

- **Moment isostatique:**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0419 \times 141.41 \times (4.75)^2 = 132.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.864 \times 132.24 = 114.26 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.75: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30: pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = M_{a,y} = 0.5 \times 132.24 = 66.12 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée:**

$$M_{t,x} = 0.75 \times 132.24 = 99.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y} = 0.75 \times 114.26 = 85.69 \text{ KN.m}$$

✚ Ferrailage suivant x-x:

- **Sur appuis:** $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{66.12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.063 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$\mu = 0.063 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.9675$$

$$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66.12 \times 10^3}{0.9675 \times 27 \times 348} = 7.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{a,x} = 7.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{7HA12=7.92 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement de 14 cm.}$$

- **En travée:** $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{99.18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.095 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$\mu = 0.095 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.95$$

$$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{99.18 \times 10^3}{0.95 \times 27 \times 348} = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{t,x} = 11.11 \text{ cm}^2$ Soit : **10HA12=11.31 cm²** avec un espacement de 10cm.

✚ Ferrailage suivant y-y:

- **Sur appuis:**

On opte pour une section d'armatures : **7HA12 $\Rightarrow A = 7.92 \text{ cm}^2$** avec **$S_t = 14 \text{ cm}$** .

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{85.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.082 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$\mu = 0.082 \Rightarrow$ (du tableau) $\beta = 0.957$

$$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta d \cdot \sigma_{st}} = \frac{85.69 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} = 9.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

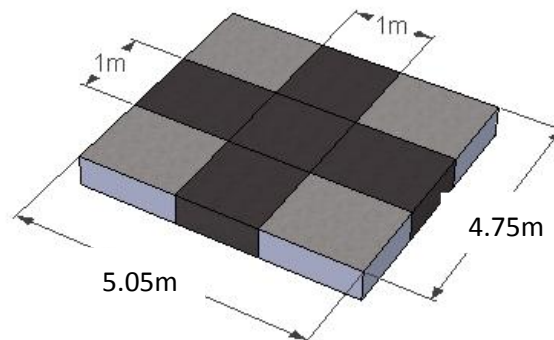
$A_{t,x} = 9.52 \text{ cm}^2$ Soit : **9HA12=10.18 cm²** avec un espacement de 11 cm.

✚ Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier:

	Sens x-x	Ep	Sens y-y	ep
Armatures en appuis	7HA12	14	7HA12	14
Armatures en travée	10HA12	10	9HA12	11

Tableau. X -5: Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.



A- Vérification à l'état limite ultime:

a- Condition de non-fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0=0,8\%$ pour les HA FeE400

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$W_x = \frac{A_{min \ x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3-0.94)}{2} = 0.000824$$

$$A_{min \ x} = W_x \times b \times h = 0.000824 \times 100 \times 30 = 2.472 \text{ cm}^2$$

En appuis: $A_{\min x} = 2.47 \text{ cm}^2 < 7.92 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travée : $A_{\min x} = 2.47 \text{ cm}^2 < 11.31 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$A_{\min y} = W_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

En appuis: $A_{\min x} = 2.4 \text{ cm}^2 < 7.92 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travée : $A_{\min x} = 2.4 \text{ cm}^2 < 10.18 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

b- Espacements des armatures:

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min\{2h, 25\text{cm}\}$$

$$S_t = 14\text{cm} < \min\{60\text{cm}, 25\text{cm}\}$$

Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 14\text{cm} < \min\{90\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

Condition vérifiée

c- Vérification de la contrainte tangentielle :(Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.44 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes:

- **Au milieu de U :** (au milieu de L_x)

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{141.41 \times 4.75 \times 5.05}{3 \times 5.05} = 223.89 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :** (au milieu de L_y)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{141.41 \times 4.75 \times 5.05}{2 \times 5.05 + 4.75} = 228.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{228.42 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.84 \text{ MPa} \leq 0.44 \frac{25000^{1/2}}{1.5} = 1.47 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

B- Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Les vérifications seront faites suivant les deux directions:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.94 \text{ Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.0419 \text{ et } \mu_y = 0.864$$

- **Moment isostatique:**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0419 \times 109.13 \times (4.75)^2 = 102.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.864 \times 102.55 = 88.6 \text{ KN.m}$$

C- Sens x-x :

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 51.27 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 51.27 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée:**

$$M_{t,x} = 76.91 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 66.45 \text{ KN.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante :

$$a = 1,25x (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c}{100}$$

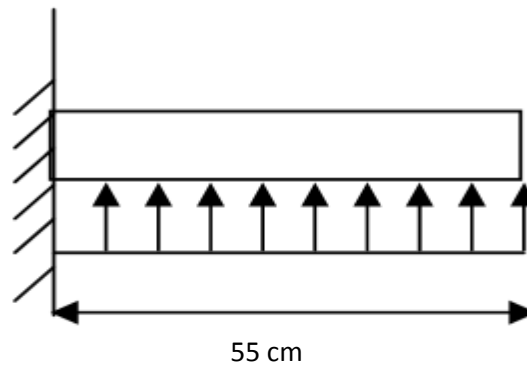
Avec $\gamma = M_u / M_s$

sens	Désignation	Mu	Ms	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c}{100}$	OBS
x-x	Appuis	66.12	51.27	0.049	1.28	0.0627	0.39	CV
	Travée	99.18	76.91	0.074	1.28	0.0962	0.39	CV
y-y	Appuis	66.12	51.27	0.049	1.28	0.0627	0.39	CV
	Travée	85.69	66.45	0.064	1.28	0.0828	0.39	CV

Tableau X-6 : Vérification des contraintes dans le béton..

2- . Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_u = 141.41 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u x L^2}{2} = \frac{-141.41 \times 0.55^2}{2} = -21.38 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.38 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{21.38 \times 10^2 \times 10}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, **Aradier > Adébord**, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

3- Ferrailage des nervures :**a- Détermination des sollicitations :**

$$q_u = 141.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 109.13 \text{ KN/ml}$$

Remarques

- Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- Sens x-x :

Le chargement qui revient à toutes les files longitudinales est **triangulaire**

$$\text{Effort tranchant : } L_t = 0.25L_x$$

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = 0.333L_x$$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans les tableaux suivants

▪ Sens longitudinal :

travée	Lx(m)	Ly(m)	Px	chargement	qu(KN)	Lm	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
A-B	3.90	4.13	0.94	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
B-C	3.90	4.13	0.94	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
C-D	4.75	4.13	0.86	Trapèze	141.41	1.55	1.30	219.18	183.83
	4.75	5.05	0.94	triangulaire	141.41	1.58	1.18	223.42	166.86
D-E	4.75	4.13	0.86	Trapèze	141.41	1.55	1.30	219.18	183/83
	4.75	5.05	0.94	triangulaire	141.41	1.58	1.18	223.42	166.86
E-F	3.90	4.13	0.94	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
F-G	3.90	4.13	0.94	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	141.41	1.29	0.975	182.41	137.87

Tableau. X -7:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

D'où :

Travée	q_u m totale (KN)	q_u t totale (KN)
A-B	364.82	275.74
B-C	364.82	275.74
C-D	442.6	350.69
D-E	442.6	350.69
E-F	364.82	275.74
F-G	364.82	275.74

Tableau. X -8:charges revenant à la nervure à ELU.

E.L.S :

travée	Lx(m)	Ly(m)	Px	chargement	q_s (KN)	Lm	Lt (m)	q_s m (KN)	q_s t (KN)
A-B	3.90	4.13	0.94	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
B-C	3.90	4.13	0.94	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
C-D	4.75	4.13	0.86	Trapèze	109.13	1.55	1.30	169.15	141.86
	4.75	5.05	0.94	triangulaire	109.13	1.58	1.18	172.42	128.77
D-E	4.75	4.13	0.86	Trapèze	109.13	1.55	1.30	169.15	141.86
	4.75	5.05	0.94	triangulaire	109.13	1.58	1.18	172.42	128.77
E-F	3.90	4.13	0.94	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
F-G	3.90	4.13	0.94	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40
	3.90	5.05	0.77	triangulaire	109.13	1.29	0.975	140.77	106.40

Tableau. X -9:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

D'où :

Travée	q_s m totale (KN)	q_s t totale (KN)
A-B	281.54	212.8
B-C	281.54	212.8
C-D	341.57	270.63
D-E	341.57	270.63
E-F	281.54	212.8
F-G	281.54	212.8

Tableau. X -10:charges revenant à la nervure à l'ELS.

▪ Sens transversal :

ELU

travée	Lx(m)	Ly(m)	Px	chargement	q _u (KN)	Lm	Lt (m)	q _u m (KN)	q _u t (KN)
C-D	4.75	4.13	0.86	triangulaire	141.41	1.58	1.18	223.42	166.86
	4.75	4.13	0.86	Triangulaire	141.41	1.58	1.18	223.42	166.86
D-E	4.75	5.05	0.94	Trapèze	141.41	1.67	1.32	236.15	186.66
	4.75	5.05	0.94	Trapèze	141.41	1.67	1.32	236.15	186.66

Tableau. X -11:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

D'où :

Travée	q _u m totale (KN)	q _u t totale (KN)
C-D	446.84	333.72
D-E	472.3	373.32

Tableau. X -12:charges revenant à la nervure à ELU.

ELS :

travée	Lx(m)	Ly(m)	Px	chargement	q _u (KN)	Lm	Lt (m)	q _u m (KN)	q _u t (KN)
C-D	4.75	4.13	0.86	triangulaire	109.13	1.58	1.18	172.42	128.77
	4.75	4.13	0.86	Triangulaire	109.13	1.58	1.18	172.42	128.77
D-E	4.75	5.05	0.94	Trapèze	109.13	1.67	1.32	182.24	144.05
	4.75	5.05	0.94	Trapèze	109.13	1.67	1.32	182.24	144.05

Tableau. X -13:charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

D'où :

Travée	q _u m totale (KN)	q _u t totale (KN)
C-D	344.84	257.54
D-E	364.48	288.10

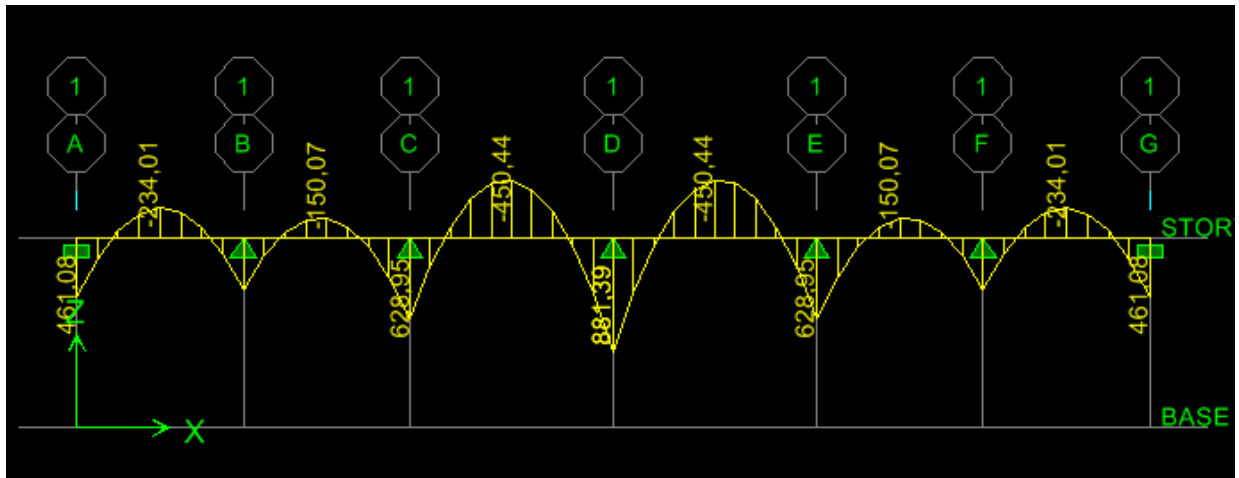
Tableau. X -14:charges revenant à la nervure à ELU.

b- Détermination des efforts internes :

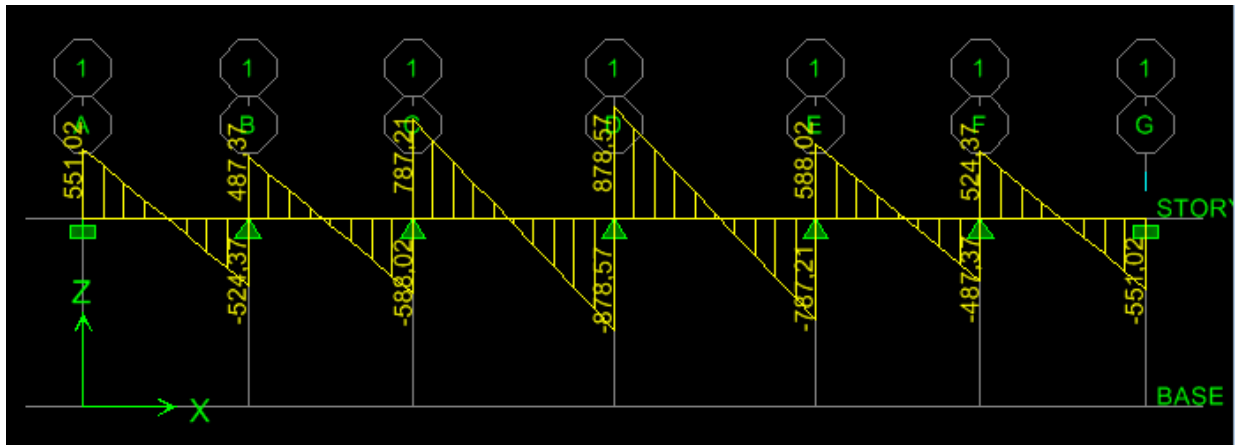
A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant

Sens X-X

ELU :

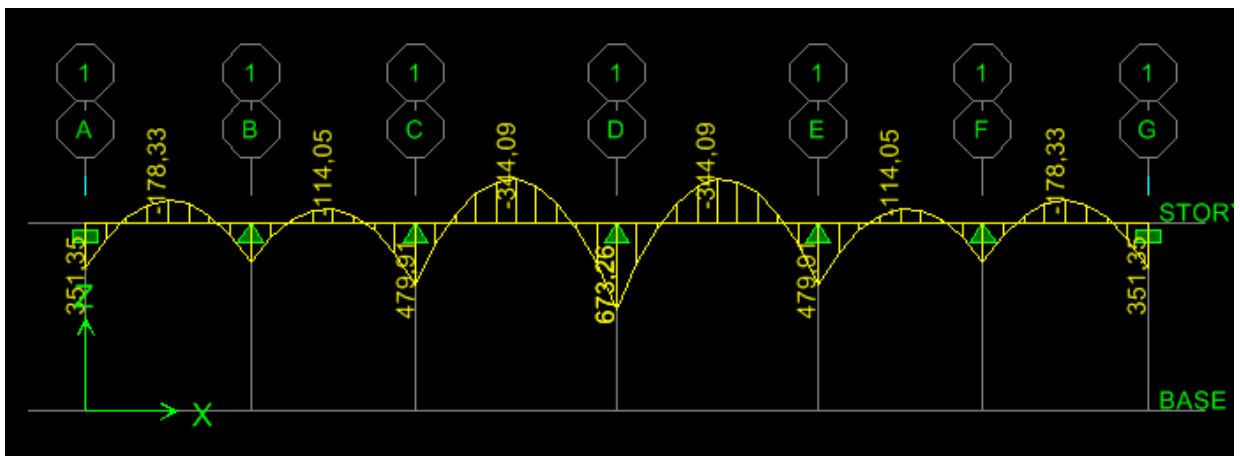


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

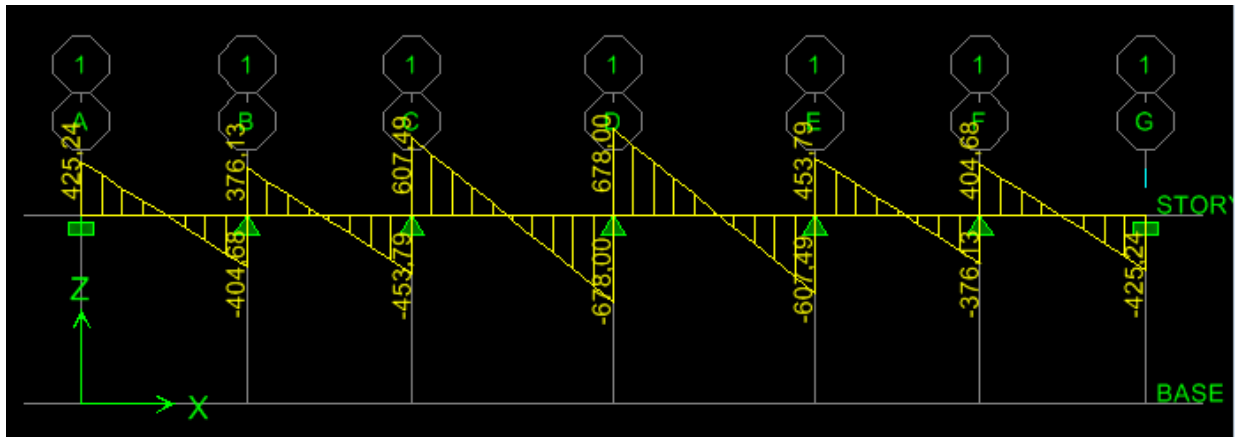


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

ELS :



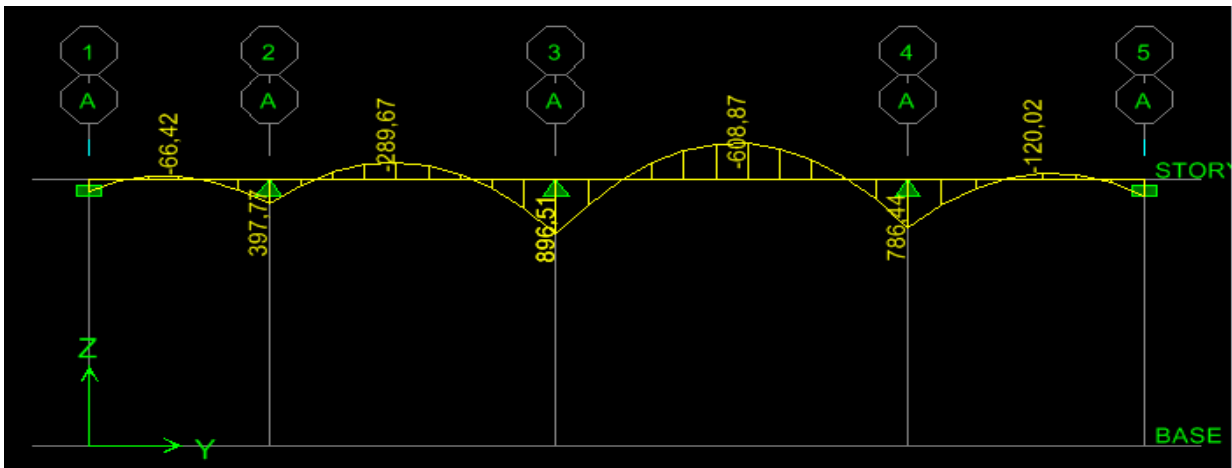
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.



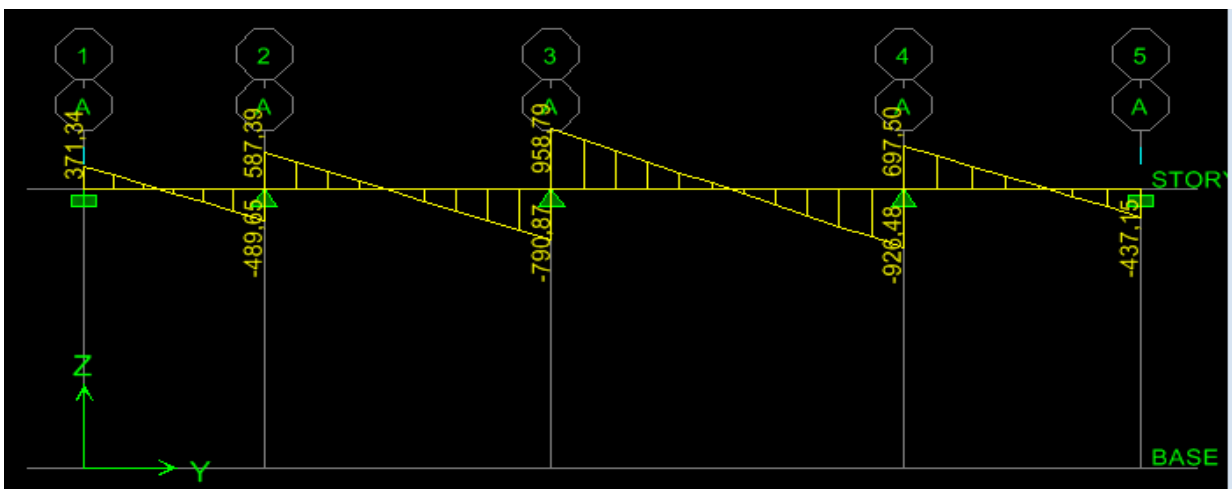
Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Sens Y-Y :

ELU :

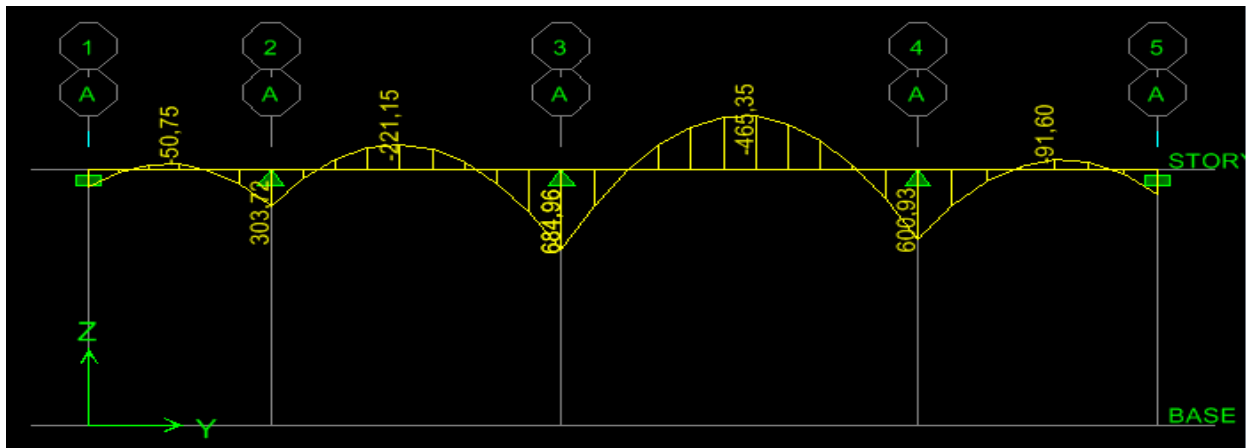


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

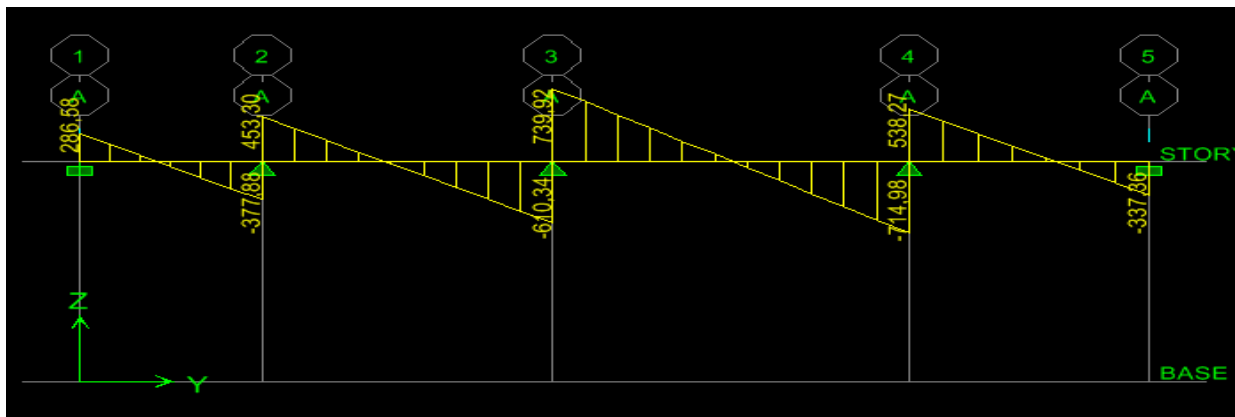


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS :



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a(\max)$	881,39	673.26	896.51	684.96
$M_t(\max)$	450,44	344.09	608.87	465.35
T_{\max}	878.57	678	958.70	739.92

c- Calcul des Armatures :

a. Armatures longitudinales : $b=55 \text{ cm}$ $h= 110 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14,2$ $\sigma_{st} = 348$

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

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

sens	zone	M _u (KN.m)	μ	β	section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
XX	appuis	881,39	0.096	0.949	SSA	24.71	5HA20(filante)+ 5HA16(chap) =25.76
	travée	450,44	0.049	0.974	SSA	12.30	5HA14(filante)+ 5HA14(chap) =15.40
YY	appuis	896.51	0.098	0.948	SSA	25.16	5HA20(filante)+ 5HA16(chap) =25.76
	travée	608.87	0.088	0.954	SSA	16.98	5HA16(filante)+ 5HA14(chap) =17.75

Tableau X.15 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

b. Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \phi_l \max/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm.}$$

On prend 3 cadres de =10mm.

- Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$St \leq \min \{h/4; 12\phi_l \max\} = \min \{110/4; 12 \times 2\} = \min \{27.4 ; 24\} = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq h/2 = 110/2 = 55 \text{ cm} \quad \text{Soit : } St = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- En zone nodale :

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$- A_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Soit : A_T = 8HA8 = 4,02 [cm²]

c. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**Remarque**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.00 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08 cm² comme armature de peau

4- Vérification à l'ELU:

a- Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 108 \times \frac{2.1}{400} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$A_s = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travée :

$$A_s = 15.40 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Sens y-y :

Aux appuis :

$$A_s = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travée :

$$A_s = 17.75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b- Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99).

$$T_u^{max} = 878.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{958.7}{55 \times 108} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.10f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

5- Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$$

se ns	zone	A _s	M _s (KN.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
XX	appui	25.76	673.26	0.43	0.899	34.50	269.19	348	7.80	15	CV
	travée	15.40	344.09	0.26	0.919	46.73	225.12	348	4.81	15	CV
YY	appui	25.76	684.96	0.43	0.899	34.50	273.86	348	7.93	15	CV
	travée	17.75	465.35	0.29	0.915	43.82	265.29	348	6.05	15	CV

Tableau X -16 : Vérification des contraintes à l'ELS.

II. mur de soutènement :

Introduction :

Notre structure comporte un mur de soutènement «voile plaque » qui forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer sa fonction de soutenir et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

X.6- Pré- dimensionnement du voile plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique de 26.75 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

- **Contraintes de sollicitation :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

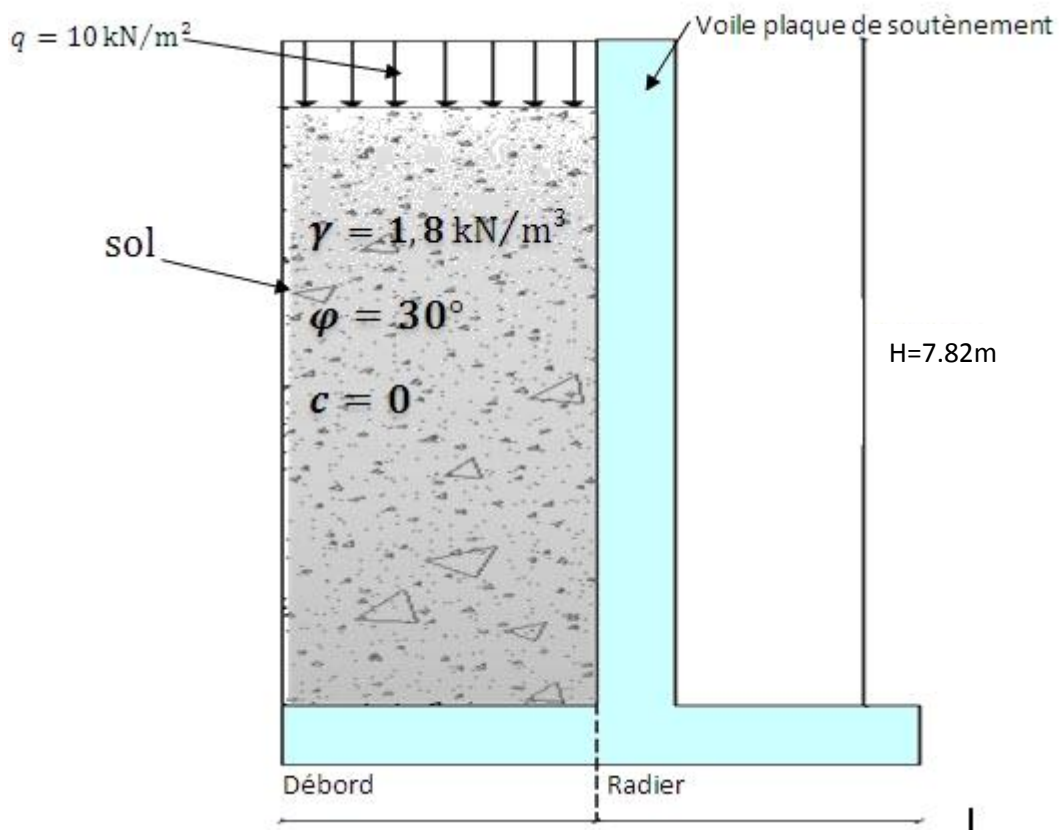


FIGURE.X.3.Voile plaque de soutènement

- **Méthode de RANKINE :**

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses

$$(\lambda = \delta = \beta = 0)!!!$$

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

- $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la poussée.
- $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

- K_a : Coefficient de poussée des terres ;
- φ : Angle de frottement.
- **Caractéristique du sol :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ q = 10 \text{ kN/m}^2 \text{ (surcharge eventuelle)} \\ \varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0.333 \end{array} \right.$$

A- Mur N°1 (sous sol 1+2) :

❖ calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333. (1,5 . 10) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12m \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333. (1,35 . 18 . 7.82 + 1,5 . 10) = 68.27 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_H = K_a . \sigma_V = K_a . (\gamma . h + q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333. (10) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12m \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333. (18 . 7.82 + 10) = 51.86 \text{ KN/m}^2$$

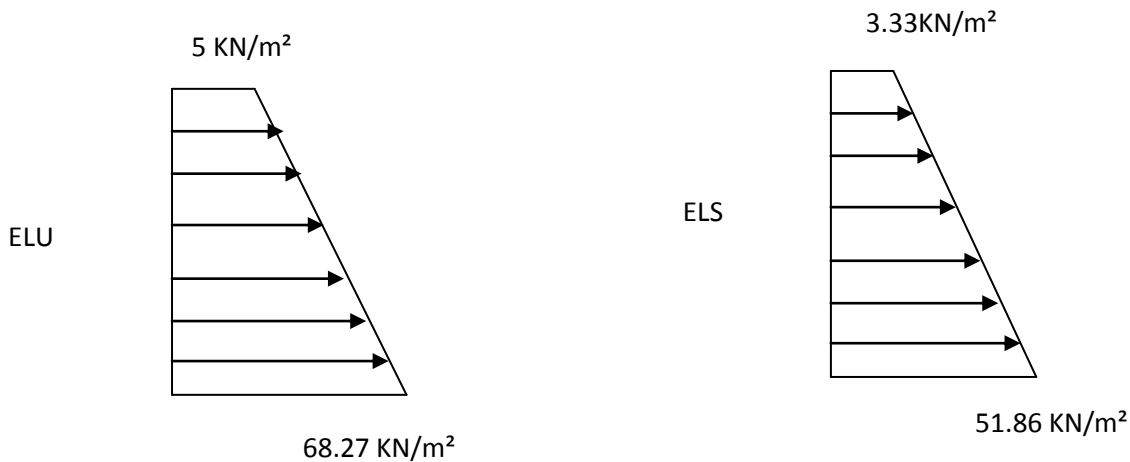


Figure X .4 : Diagramme des contraintes

Charges moyennes :

ELU:

$$q_u = \frac{3.(\sigma_{max}) + \sigma_{min}}{4} . 1m = \frac{3(68.27) + 5}{4} = 52.46 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$q_s = \frac{3.(\sigma_{max}) + \sigma_{min}}{4} . 1m = \frac{3(40.04) + 3.33}{4} = 30.86 \text{ kN/ml}$$

X-7. Ferrailage du voile plaque de soutènement :

a. Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux, poutres et planchers.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

b. Ferrailage :

- Identification des panneaux :

$$l_x = 4.75 \text{ m}$$

$$l_y = 7.82 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.75}{7.82} = 0,61; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0798 \\ \mu_y = 0,317 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0798 \times 52.46 \times 4.75^2 = 94.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,317 \times 94.45 = 29.94 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x- x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 94.45 = 47.22 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,75 \times 94.45 = 71.19 \text{ KN. m}$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 29.94 = 14.97 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,75 \times 29.94 = 22.46 \text{ KN.m}$$

- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0849 \\ \mu_y = 0,487 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0849 \times 30,86 \times 4,75^2 = 59,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,487 \times 59,12 = 28,79 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 59,12 = 29,56 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,75 \times 59,12 = 44,34 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

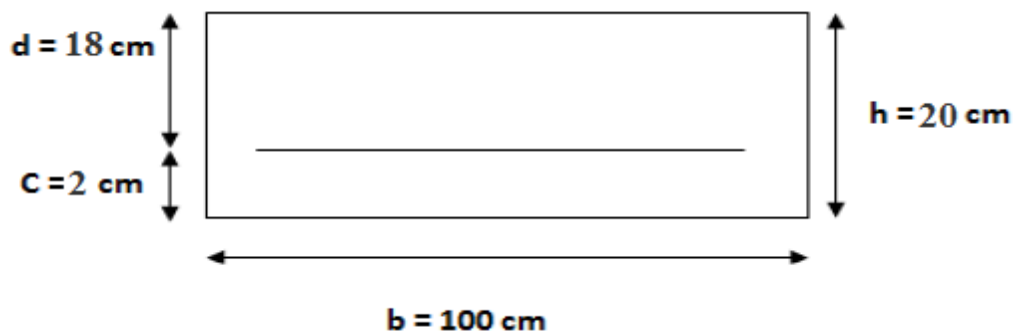
- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 28,79 = 14,39 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,75 \times 28,79 = 21,59 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :



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

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta}$$

On a : $A_{min_x} = \omega_0 \times (3 - \rho/2) \times b \times h$; $\omega_0 = 0.0008$ pour FeE400
 $A_{min_y} = \omega_0 \times b \times h$

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	47.22	0.1	0.392	SSA	0.947	8.33	1.91	8HA14 = 12.31	12
	Travée	70.19	0.16	0.392	SSA	0.912	12.98	1.91	10HA14 = 15.39	10
YY	Appuis	47.22	0.1	0.392	SSA	0.947	8.33	1.6	8HA14 = 12.31	12
	travée	22.46	0.050	0.392	SSA	0.974	3.85	1.6	5HA12 = 5.65	20

Tableau X.17 : ferrailage du mur N°1.

Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). **Amin = 0,10%.b h= 2 cm²**.

1)- Vérifications a ELU:

a. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : Sens (X-X) : St < min (3h ; 33cm)

Sens (Y-Y) : St < min (4h ; 45cm)

Sens XX → $St = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition Vérifiée.

Sens YY → $St = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition Vérifiée.

b. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_e = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

-Pour Ø 12 : L_s= 42.33cm.

On prend L_s= 45cm

-Pour Ø 14 : L_s= 49.32cm.

On prend L_s= 50cm

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4x L_s$

-Pour $\phi 10$: $L_a = 16.92\text{cm}$. On prend $L_a = 18\text{cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_a = 19.75\text{cm}$. On prend $L_a = 20\text{cm}$

2)- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 (A_s)}{b(d)} \quad \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} \quad \sigma_{bc} = k \sigma_s \text{ avec } k = 1/k_1$$

Sens	Zone	As Cm ²	Ms	$\rho 1$	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	12.31	29.56	0.69	0.879	26.32	151.76	201.63	5.76	15	CV
	Travée	15.39	44.34	0.85	0.869	23.17	184.18	201.63	7.95	15	CV
YY	Appuis	12.31	29.56	0.69	0.879	26.32	151.76	201.63	5.76	15	CV
	travée	5.65	21.59	0.31	0.912	41.82	199.69	201.63	4.77	15	CV

Tableaux X.18 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°1

B) Mur N°2 (sous-sol2) :

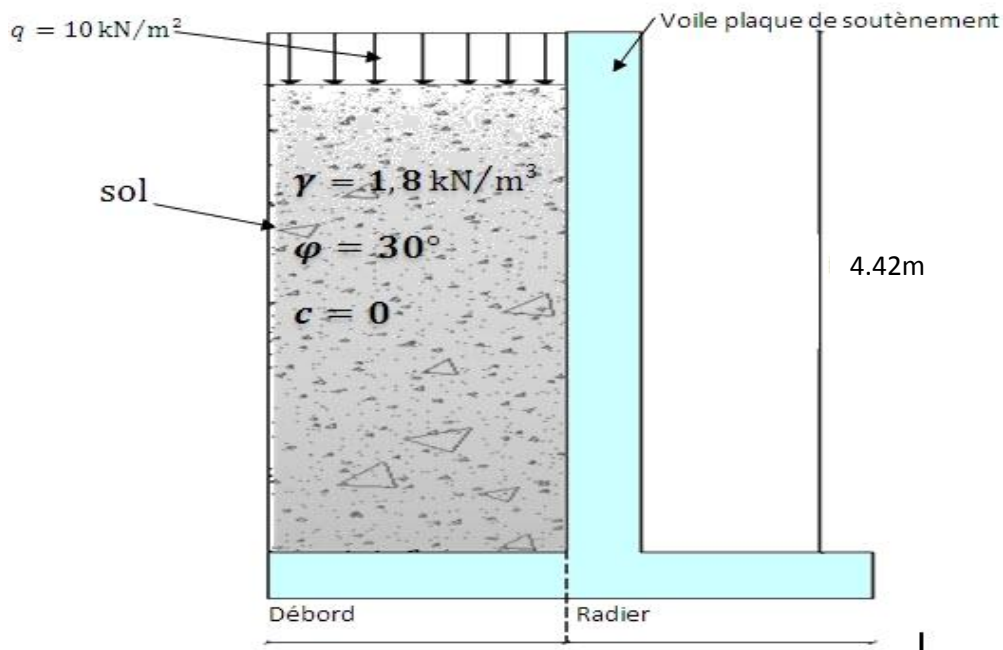


FIGURE.X.5.Voile plaque de soutènement N°2

❖ calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (1,5 \cdot 10) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (1,35 \cdot 18 \cdot 4.42 + 1,5 \cdot 10) = 40.76 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (10) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (18 \cdot 4.42 + 10) = 29.82 \text{ KN/m}^2$$

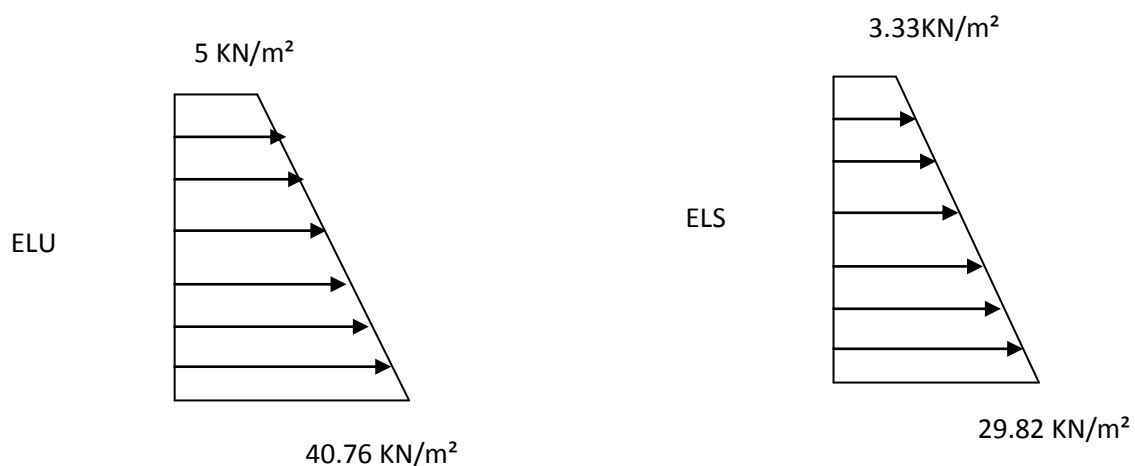


Figure X.6 : Diagramme des contraintes

Charges moyennes :

ELU:

$$q_u = \frac{3 \cdot (\sigma_{max}) + \sigma_{min}}{4} \cdot 1\text{m} = \frac{3 \cdot (40.76) + 5}{4} = 31.82 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$q_s = \frac{3 \cdot (\sigma_{max}) + \sigma_{min}}{4} \cdot 1\text{m} = \frac{3 \cdot (29.82) + 3.33}{4} = 23.19 \text{ kN/ml}$$

X-8. Ferrailage :

- Identification des panneaux :

$$l_x = 4.42 \text{ m}$$

$$l_y = 5.05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.42}{5.05} = 0,87; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0488 \times 31,82 \times 5,05^2 = 39,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,721 \times 39,6 = 28,55 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 39,6 = 19,8 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,75 \times 39,6 = 19,8 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 28,55 = 14,27 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,75 \times 28,55 = 21,41 \text{ KN.m}$$

- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0559 \times 23,19 \times 5,05^2 = 33,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,804 \times 33,06 = 26,57 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 33.06 = 16.53 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,75 \times 33.06 = 24.79 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

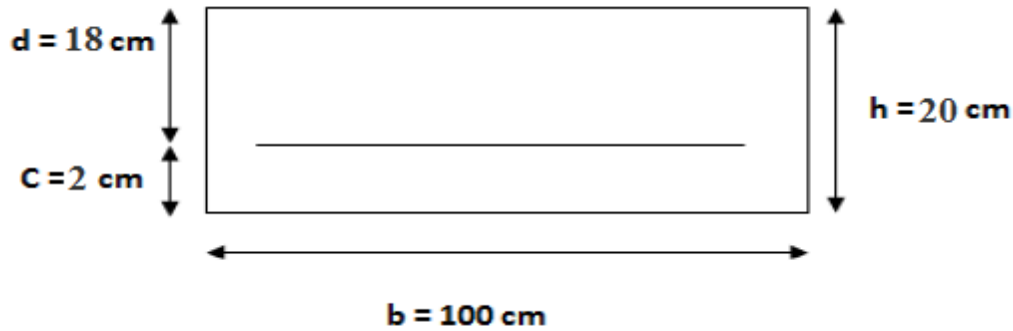
- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 33.06 = 16.53 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,75 \times 26.57 = 19.92 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :



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

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta}$$

On a : $A_{min_x} = \omega_0 \times (3 - \rho/2) \times b \times h$; $\omega_0 = 0.0008$ pour FeE400

$$A_{min_y} = \omega_0 \times b \times h$$

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	19.8	0.046	0.392	SSA	0.976	3.49	1.91	5HA12 = 5.65	20
	Travée	29.7	0.069	0.392	SSA	0.972	5.26	1.91	8HA12 = 9.05	12
YY	Appuis	19.8	0.046	0.392	SSA	0.976	3.49	1.6	5HA12 = 5.65	20
	travée	21.41	0.050	0.392	SSA	0.974	3.78	1.6	5HA12 = 5.65	20

Tableau X-19. Ferrailage du mur N°2

Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- 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_{min} = 0,10%.b h = 2 cm²**.

1). Vérifications a ELU:**a- Espacement des barres**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : Sens (X-X) : St < min (3h ; 33cm)

Sens (Y-Y) : St < min (4h ; 45cm)

$$\text{Sens XX} \rightarrow St = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée.

$$\text{Sens YY} \rightarrow St = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée.

b- Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4\tau_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_e = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

-Pour $\emptyset 10$: $L_s = 42.33 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4x L_s$

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 16.93$ on prend $L_a = 20 \text{ cm}$

2) Vérification à l'ELS :

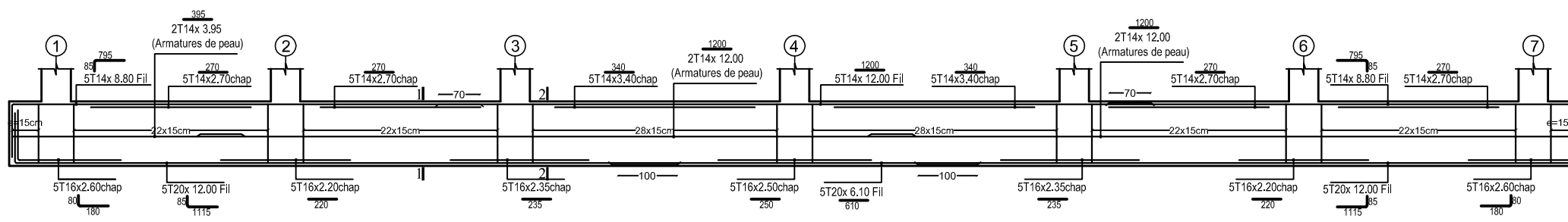
On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 (A_s)}{b(d)} \quad \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

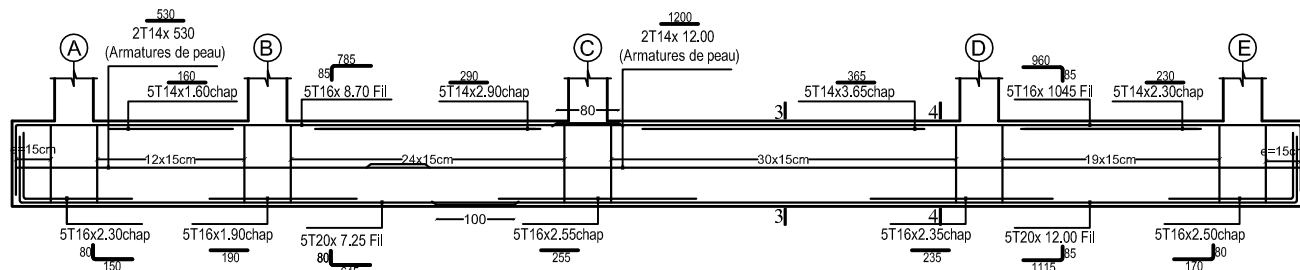
$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} \quad \sigma_{bc} = k \sigma_s \text{ avec } k=1/k_1$$

Sens	Zone	As Cm ²	Ms	ρ_1	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	5.65	16.53	0.31	0.912	41.82	178.22	201.63	4.26	15	CV
	Travée	9.05	24.79	0.5	0.893	31.73	170.41	201.63	5.37	15	CV
YY	Appuis	5.65	16.53	0.31	0.912	41.82	178.22	201.63	4.26	15	CV
	travée	5.65	19.92	0.31	0.912	41.82	194.4	201.63	4.26	15	CV

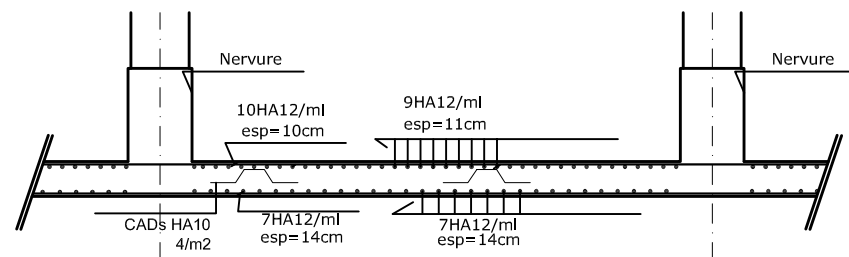
Tableaux X.20 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°2.



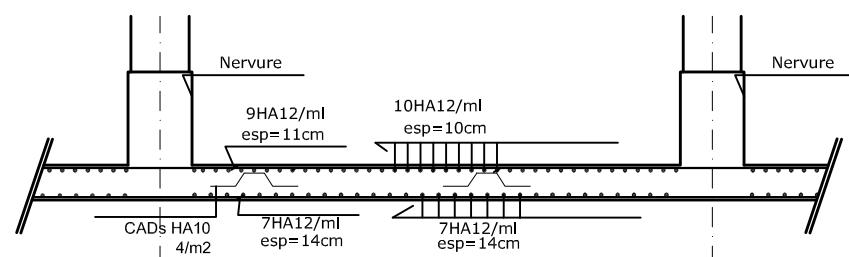
Ferrailage Nervures Sens XX files B et D



Ferrailage Nervures Sens YY files 2-3-5-6

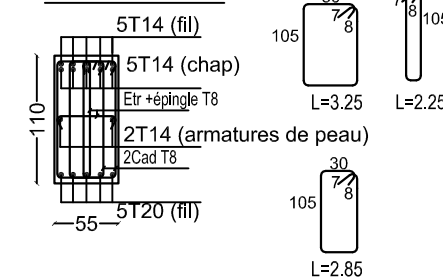


Ferrailage la dalle Radier Sens XX

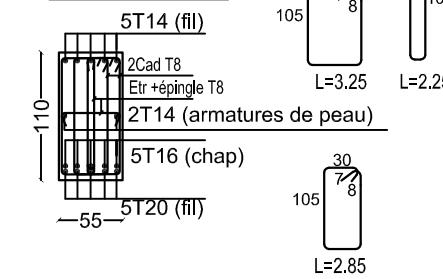


Ferrailage la dalle Radier Sens YY

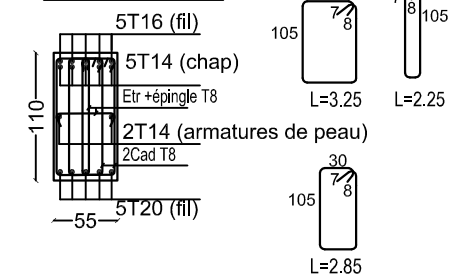
COUPE 1-1



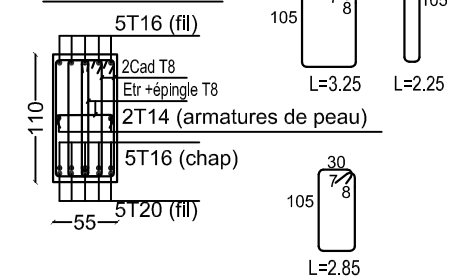
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4

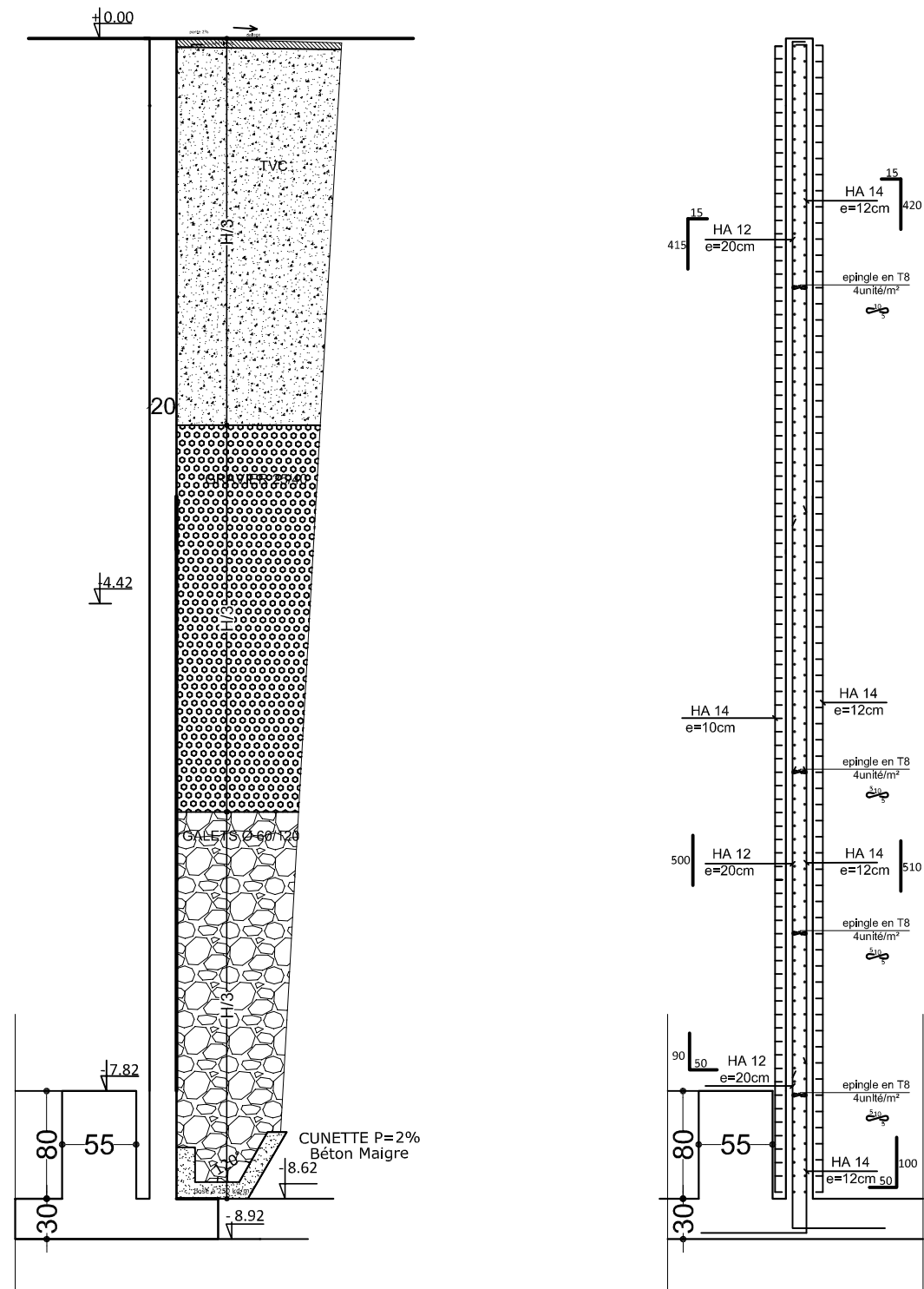


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

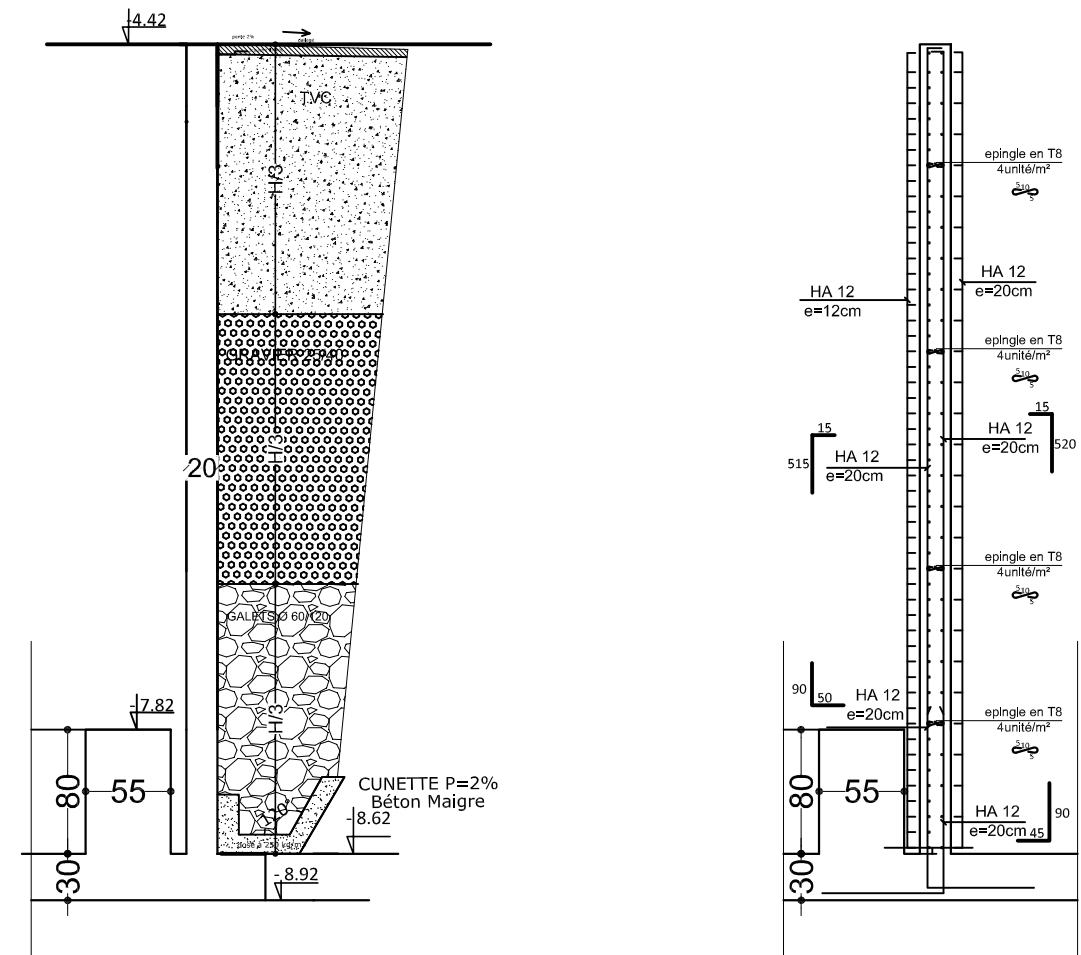
Etudié par :
 Melle: DJOUDER Nacera
 Mr: DJOUDER Ali
Dirigé par :
 Mr: GHOUILEM.K
 PROMOTION 2018/2019

Titre :
 Ferrailage Nervures Sens XX/YY
 Ferrailage la dalle Radier SensXX/YY

détaille coffrage et ferrailage du voile Plaque hauteur 7.82m



détaille coffrage et ferrailage du voile Plaque hauteur 4.42m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par :
 Melle: DJOUDER Nacera
 Mr: DJOUDER Ali

Dirigé par :
 Mr: GHOULEM.K

PROMOTION 2018/2019

Titre :
 détail coffrage et ferrailage du voile Plaque hauteur 4.42m

détail coffrage et ferrailage du voile Plaque hauteur 7.82m

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

De plus, le projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Parmi les conclusions qu'on a tiré de ce travail, on cite les points suivants:

✓ Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

✓ Concernant le contreventement et la disposition des voiles, on aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.





✓ Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.

✓ Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.


En fin, nous espérons que ce modeste travail apportera un plus à ceux qui le consulteront

Bibliographie





Règlements :

-  RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
-  BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)
-  CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
-  Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)


Livre :

-  Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

-  Résistance des matériaux de cycle Licence LMD
-  Béton armé de master 1
-  Dynamique des structures de Master 1
-  Cours de bâtiment de master 2

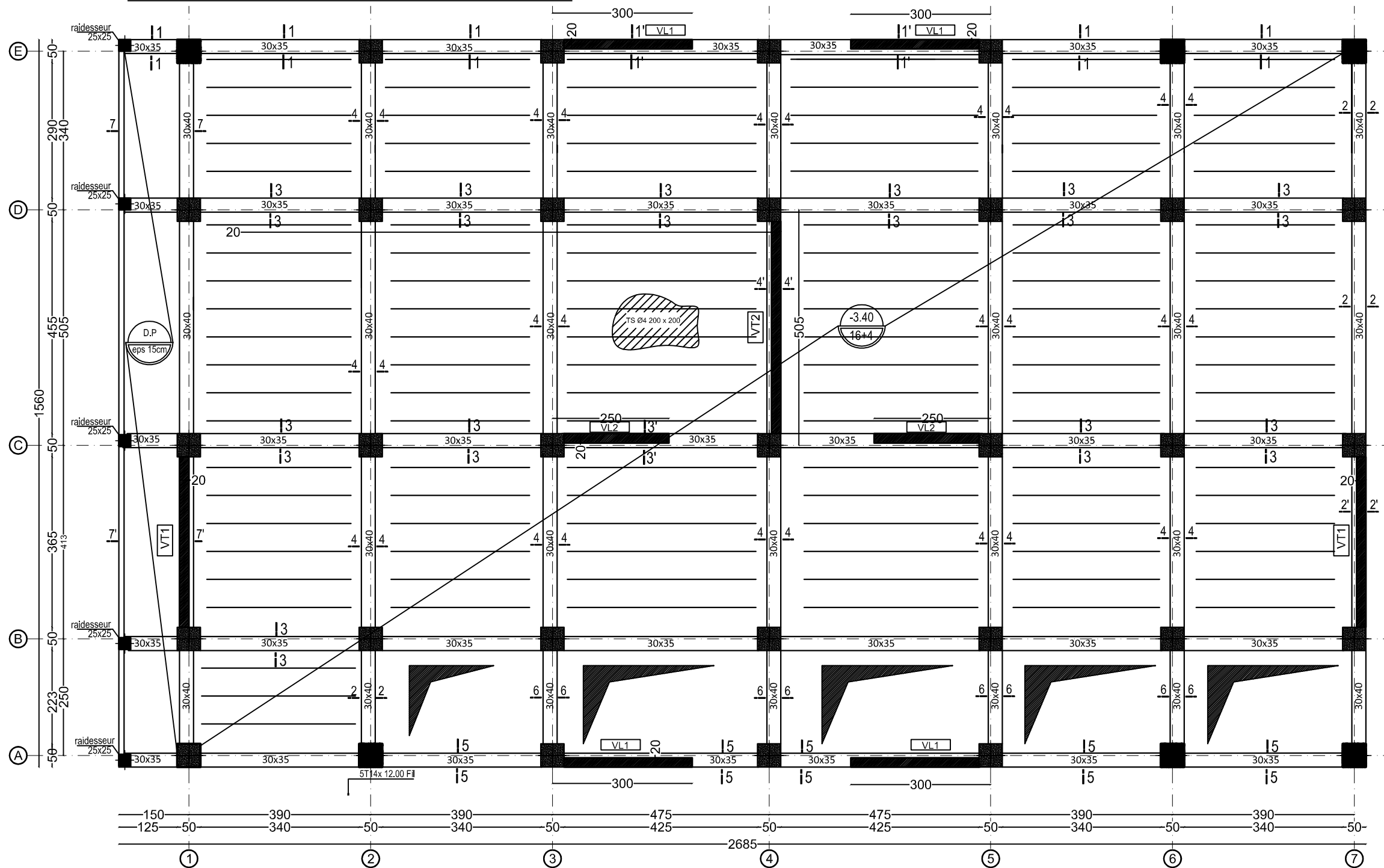
Thèses :

-  Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

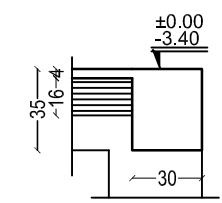
Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2008** (Dessin)
- **ETABS V9.0.7** "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems"
(Analyse des structures).
- **OFFICE 2007** (Traitement de texte, calcul...etc)
- **SOCOTEC**

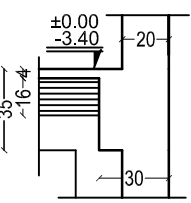
COFFRAGE PLANCHER NIV:-3.40



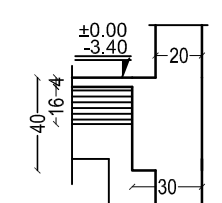
Coupe 1 - 1'
Ech. 1/25



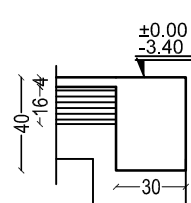
Coupe 1' - 1'
Ech. 1/25



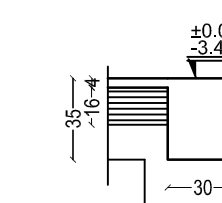
Coupe 2' - 2'
Ech. 1/25



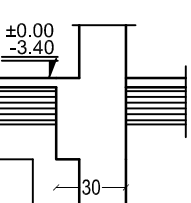
Coupe 2 - 2'
Ech. 1/25



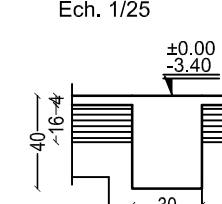
Coupe 3 - 3'
Ech. 1/25



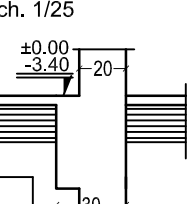
Coupe 3' - 3'
Ech. 1/25



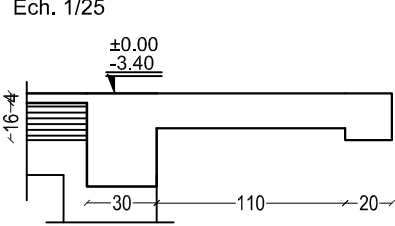
Coupe 4 - 4'
Ech. 1/25



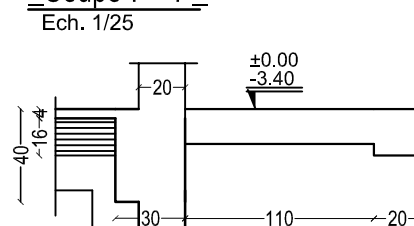
Coupe 4' - 4'
Ech. 1/25



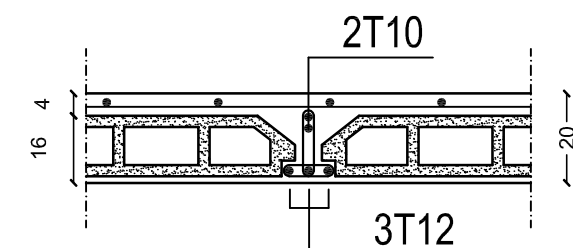
Coupe 7 - 7'
Ech. 1/25



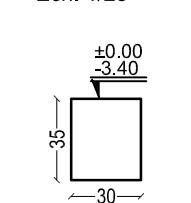
Coupe 7' - 7'
Ech. 1/25



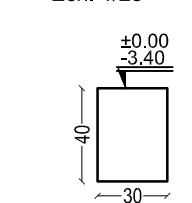
FERR. DU PLANCHER



Coupe 5 - 5'
Ech. 1/25



Coupe 6 - 6'
Ech. 1/25



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

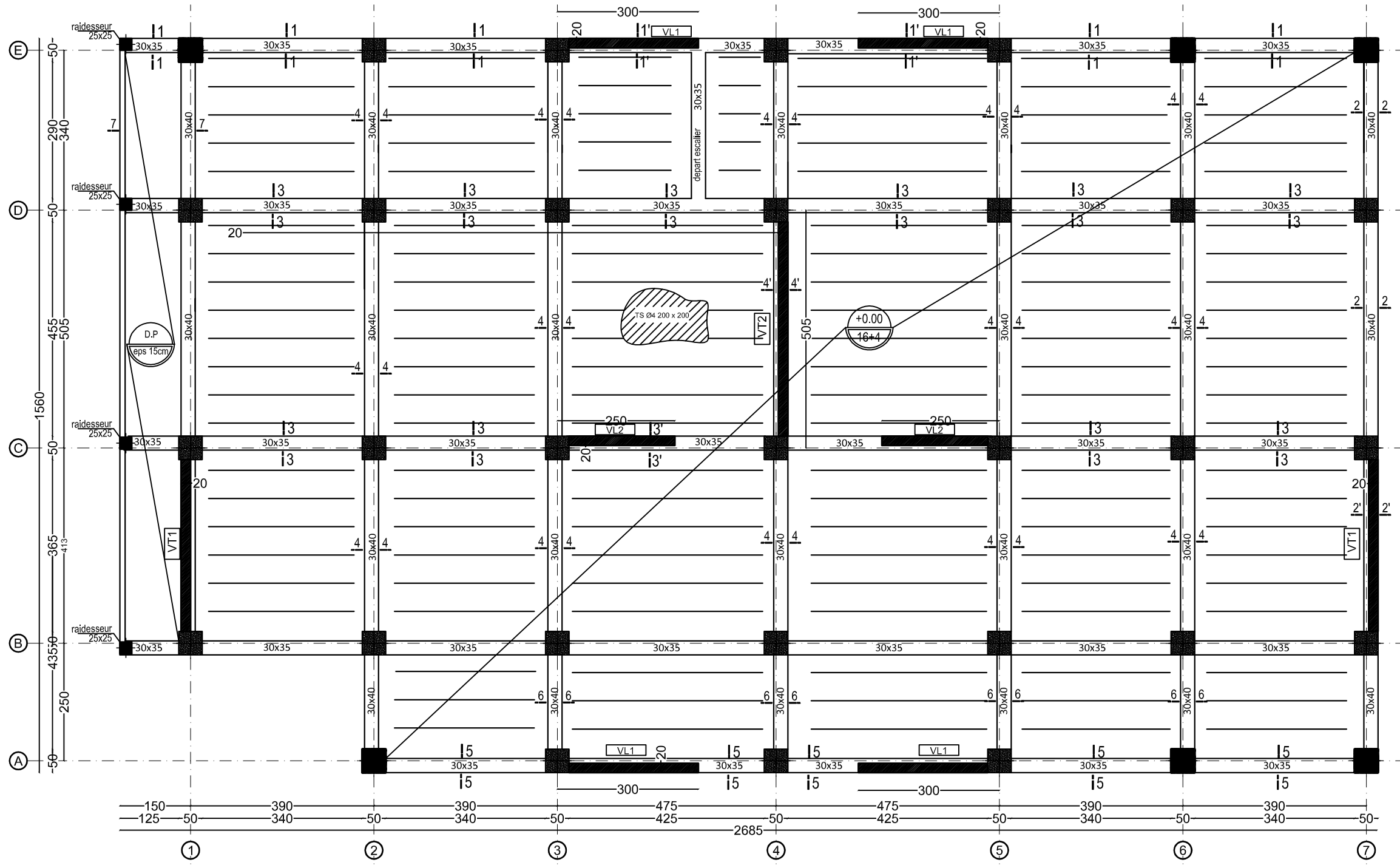
Etudié par :
Melle: DJOUDER Nacera
Mr: DJOUDER Ali

Dirigé par :
Mr: GHOUILM.K

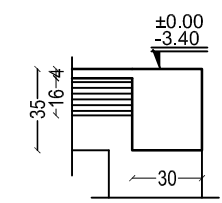
PROMOTION 2018/2019

Titre :
Coffrage Plancher NIV:-3.40

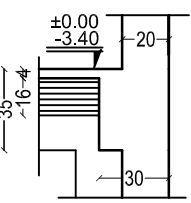
COFFRAGE PLANCHER NIV:±0.00



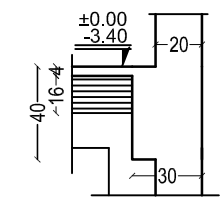
Coupe 1 - 1'
Ech. 1/25



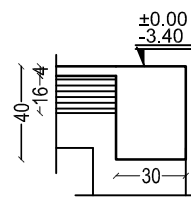
Coupe 1' - 1'
Ech. 1/25



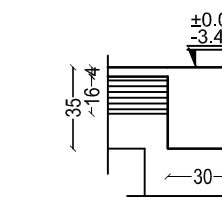
Coupe 2' - 2'
Ech. 1/25



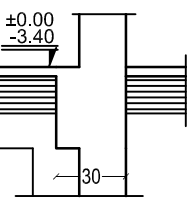
Coupe 2 - 2'
Ech. 1/25



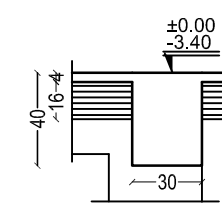
Coupe 3 - 3'
Ech. 1/25



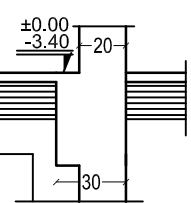
Coupe 3' - 3'
Ech. 1/25



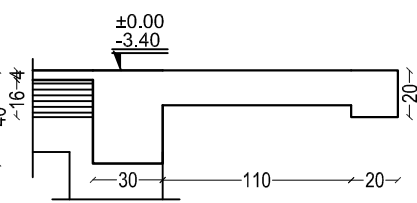
Coupe 4 - 4'
Ech. 1/25



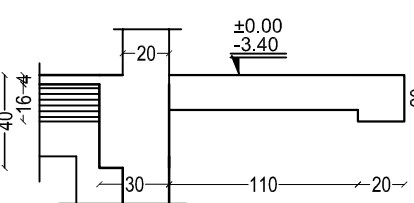
Coupe 4' - 4'
Ech. 1/25



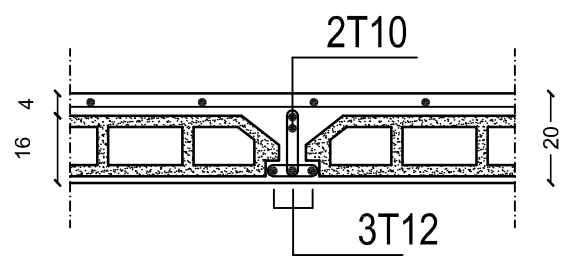
Coupe 7 - 7'
Ech. 1/25



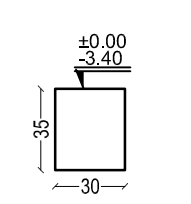
Coupe 7' - 7'
Ech. 1/25



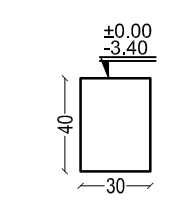
FERR. DU PLANCHER



Coupe 5 - 5'
Ech. 1/25



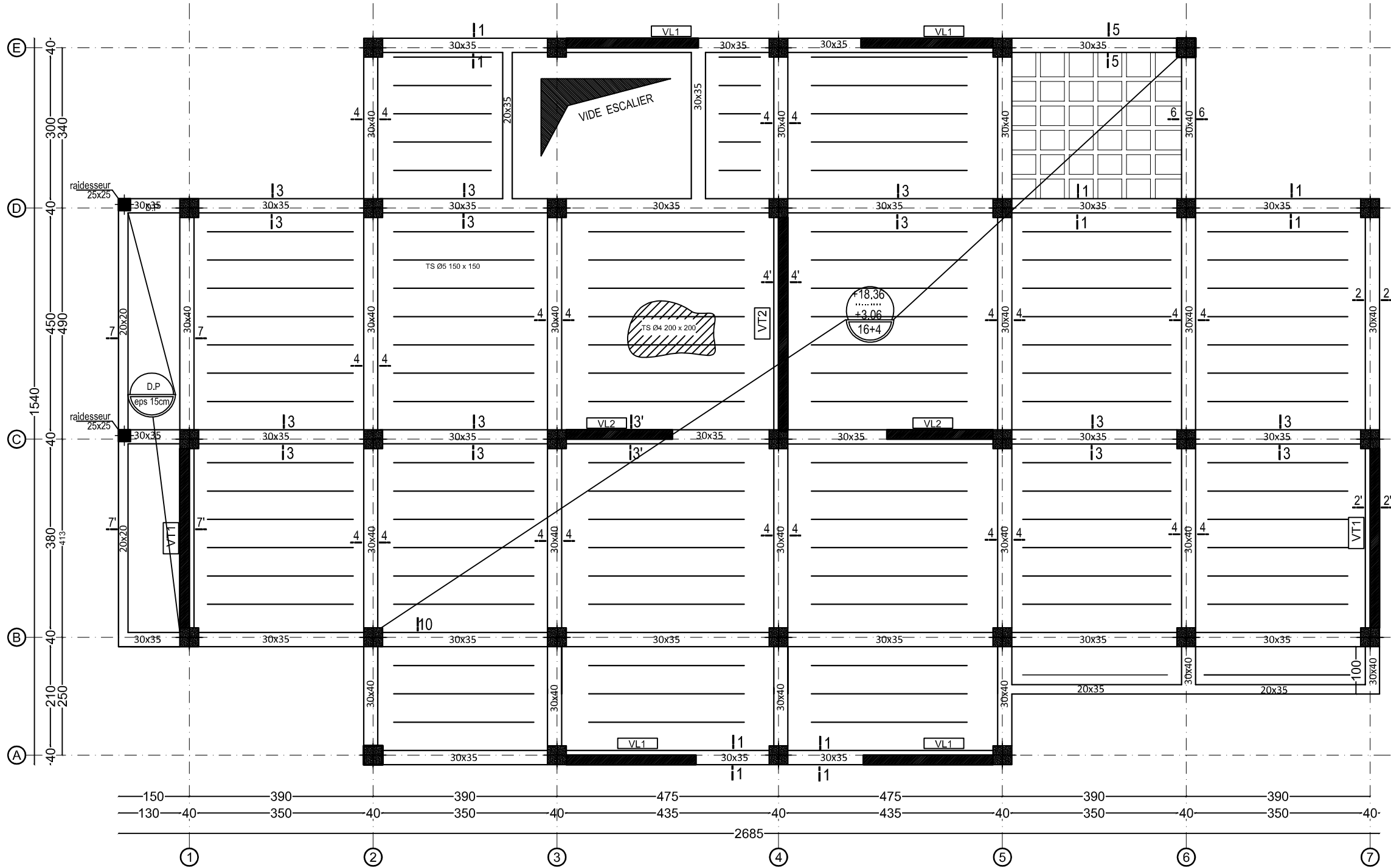
Coupe 6 - 6'
Ech. 1/25



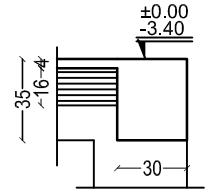
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

<p>Etudié par : Melle: DJOUDER Nacera Mr: DJOUDER Ali</p>	<p>Titre : Coffrage Plancher NIV:±0.00</p>
<p>Dirigé par : Mr: GHOULEM.K</p>	<p>PROMOTION 2018/2019</p>

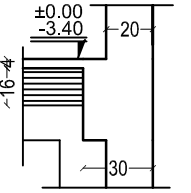
COFFRAGE PLANCHER NIV:+3.06 à +18.36



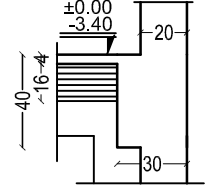
Coupe 1 - 1
Ech. 1/25



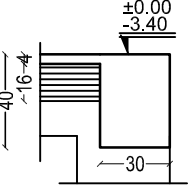
Coupe 1' - 1'
Ech. 1/25



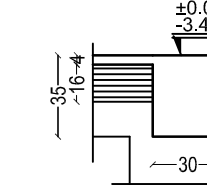
Coupe 2' - 2'
Ech. 1/25



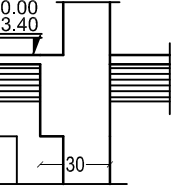
Coupe 2 - 2
Ech. 1/25



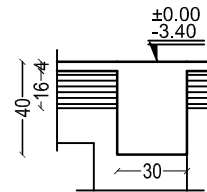
Coupe 3 - 3
Ech. 1/25



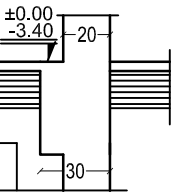
Coupe 3' - 3'
Ech. 1/25



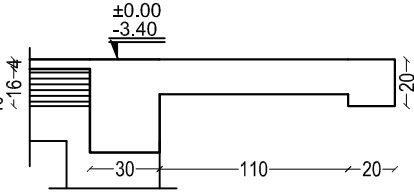
Coupe 4 - 4
Ech. 1/25



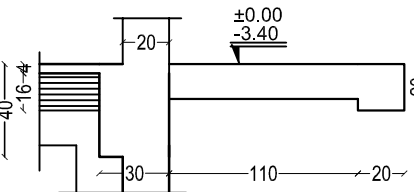
Coupe 4' - 4'
Ech. 1/25



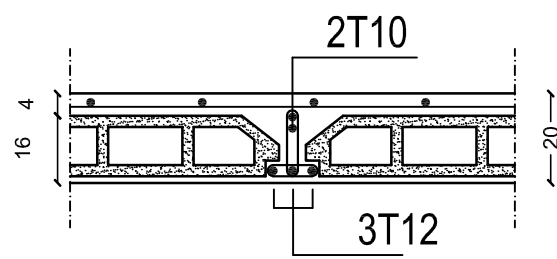
Coupe 7 - 7
Ech. 1/25



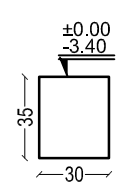
Coupe 7' - 7'
Ech. 1/25



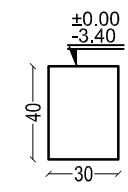
FERR. DU PLANCHER



Coupe 5 - 5
Ech. 1/25



Coupe 6 - 6
Ech. 1/25



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par :
Melle: DJOUDER Nacera
Mr: DJOUDER Ali
Dirigé par :
Mr: GHOULEM.K
PROMOTION 2018/2019

Titre :
Coffrage Plancher NIV:+0.00 à +18.36