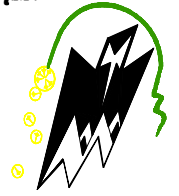


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation
à ossature mixte avec l'application ETABS.**



Etudié par:

Mr. Abdou Mohamed Lamine

M^{me} Lounis Lynda

Dirigé par: Mr. KANOUN

Année 2015-2016

REMERCIEMENT

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr KANOUN de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



DIDECAGE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents, mes chers frères,

*à toute ma famille a ma binôme Lynda et a toute sa
famille Mes chers amis (es)*

et toutes la promotion C.C.I 2015/2016

Lamine



DIDECAGE

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma mère, ma grand-mère

*à toute ma famille a mon binôme lamine et a toute
sa famille Mes chers amis (es)*

et toutes la promotion C.C.I 2015/2016

Lynda.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments.	
III.1 Calcul des planchers	28
III.2 Calcul des balcons	52
III.3 Calcul de porte à faux	59
III.4 Calcul de l'acrotère.....	67
III.5 Calcul de la salle machine.....	75
III.6 Calcul des escaliers.....	85
III.7 Calcul de la poutre palière.....	100
Chapitre IV : Etude du contreventement	110
Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA	126
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.	
VI.1 Ferrailage des poteaux	152
VI.2 Ferrailage des poutres	166
VI.3 Ferrailage des voiles	180
Chapitre VII : Étude de l'infrastructure	197
Conclusion.	
Bibliographie.	

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures 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.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usagers pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +8) à usage d'habitation à contreventement mixte.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction:

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation à ossature mixte (portique << poteau-poutre >> et voile en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à Boghni wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles Parasismique Algériennes <<RPA 99 / Version 2003>> comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : <<Ouvrage d'importance moyenne>>

La structure est composée :

-D'un RDC à usage d'habitation

-Huit étages à usage d'habitation

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I.2.Caractéristiques géométriques :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, on aura les caractéristiques géométriques suivantes :

- longueur totale du bâtiment 23.55m
- largeur totale du bâtiment 15.65m
- hauteur totale du bâtiment 27.54m
- hauteur d'un étage courant 3.06m
- hauteur d'un rez-de-chaussée 3.06m
- hauteur de l'acrotère 0.6m

I.3 Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91, Révisé 99**).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**).
- ❖ Documentation technique réglementaire (**DTR**).

I. 4.Eléments de l'ouvrage :

Ossature :

Notre bâtiment est à ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens pour assurer la stabilité et la résistance due aux sollicitations des charges verticales et horizontales ; elle est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant les stabilités de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et des charges verticales.

Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes, destinée à limiter les étages, leurs fonctions Principales sont :

- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- ✓ l'isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

Plancher en corps creux : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres). Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Plancher en dalle pleine : réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.

Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réaliser en double cloison de brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur pour le cloison interne et 15 [cm] pour l'externe, séparer par une lame d'aire de 5 [cm]. Les mures intérieurs seront réaliser en simple cloison de brique creuse de 10[cm] d'épaisseur.

Les Escaliers :

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escaliers qui assurera la liaison entre les défèrent niveaux du bâtiment. Cet escalier composé de palier et de paillasse en béton armé coulé sur place.

En plus des escaliers, le bâtiment sera doté d'une cage d'ascenseur réalisé en voiles qui desservira les déférents étages.

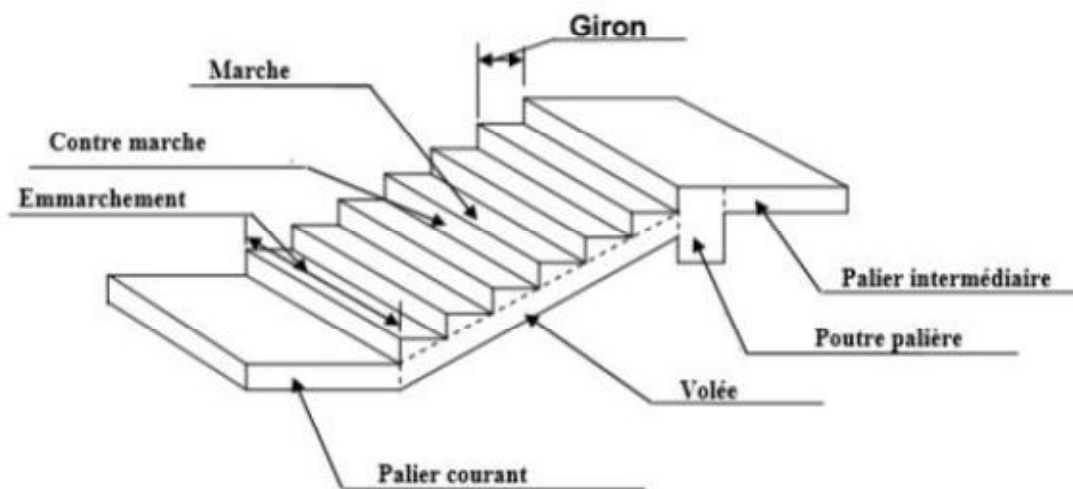


Figure I-1 : Coupe schématique d'un escalier.

Les Revêtements :

Les revêtements seront réalisés en :

- Carrelage pour les escaliers et les planchers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I.5. Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.00$ bars situés à une profondeur de 2 m.
- Sol meuble.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.7. Le béton :

❖ Généralités :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage, qui est après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

Ça composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- ✓ La résistance que devra atteindre le béton en service.
- ✓ L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- ✓ La dimension maximale des granulats (D).

❖ Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours dite :

« Résistance Caractéristique à la Compression » notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

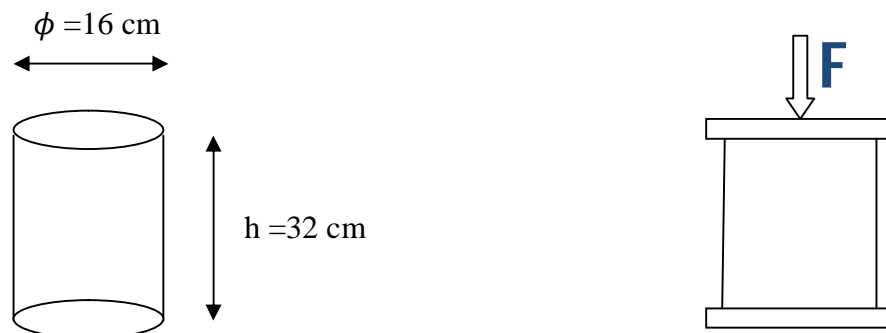


Fig.I.2-Essaie de compression

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]}$$

Pour ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera : $f_{c28} = 25$ [MPa]

❖ **Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL 91 modifiées 99)**

Conventionnellement, la résistance caractéristique à la traction du béton est définie à partir de sa résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 0,6 + 0,06. 25 = 2,10 \text{ [MPa]}$$

❖ **Etat limites des contraintes du béton :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

• **Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

«**Diagramme contrainte-déformation** »

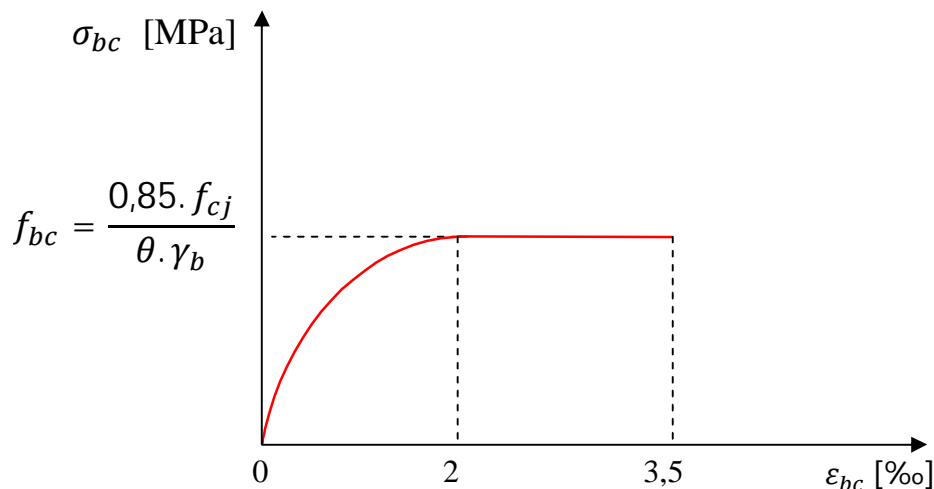


Fig.I.3-Diagramme contraintes déformations du béton en compression à l'ELU ε_{bc}

Avec

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU.

Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton.

✓ **Contrainte limite à la compression :**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec : (coefficients de sécurité)

- $\gamma_b = 1.15$ *Situation Accidentelle*
- $\gamma_b = 1.5$ *Situation Courante*

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 0.85$ *t < 1 heure (Accidentelle)*
- $\theta = 0.9$ *1h < t < 24 heure (Accidentelle)*
- $\theta = 0.1$ *t > 24 heure (durable)*

Le coefficient 0,85 en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.

$\tau_u = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

• **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99).**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ✓ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- ✓ L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- ✓ L'état limite de service de déformation. (flèche)

✓ **Contrainte de compression du béton limite de service**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art.A.4.5-2_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

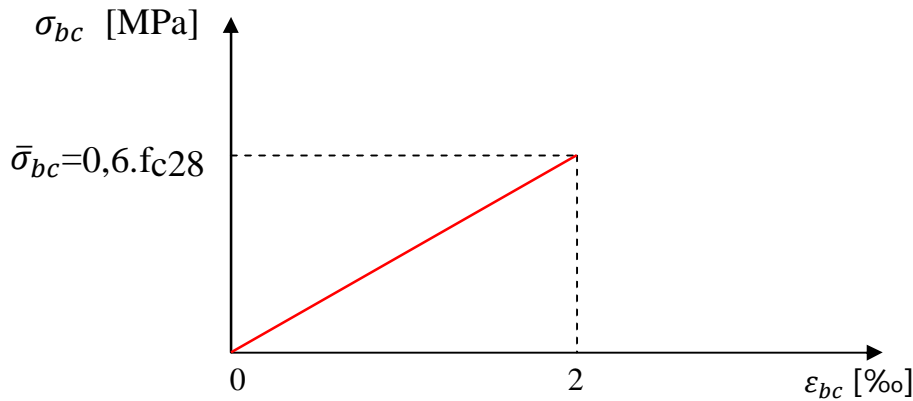


Fig.I.4-Diagramme contrainte déformation du béton en compression à l'ELS

✓ **Contrainte limite ultime de cisaillement :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1- 1_BAEL91modifié_99})$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : Valeur de la longueur de la section cisailée

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$)

- ✓ **Fissuration peu préjudiciable :** $\tau_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 [MPa] \right\}$
- ✓ **Fissuration préjudiciable :** $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \mid 4 [MPa] \right\}$
- ✓ **Fissuration très préjudiciable :** $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \mid 4 [MPa] \right\}$

❖ **Déformations du béton :**

• **Déformations longitudinales du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 21_BAEL91modifié_99})$$

Pour $j=28$ jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 [MPa]$

Les déformations finales du béton (instantanées augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 22_ BAEL91 modifié_99})$$

Pour $f_{c28} = 25$ [MPa] $\Rightarrow E_{vj} = 10818,86$ [MPa]

- **Module de déformation transversale du béton:**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 3})$$

Avec : E : Module de YOUNG

ν : Coefficient de POISSON.

- **Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art 2.1, 3)**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale ε_t et la déformation relative longitudinale ε_l :

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 3_ BAEL91 modifié_99})$$

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

I.8.L'acier :

Les aciers sont associés au béton pour équilibrer les efforts aux quels ce dernier ne peut plus supporter, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface

- ✓ Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- ✓ Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- ✓ Treillis soudé de type TS520.

- f_e : limite d'élasticité de l'acier.

❖ Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, noté « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.2- 1_ BAEL91 modifié_99})$$

❖ Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

• Etat limite Ultime [ELU]

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3- 2_ BAEL91 modifié_99})$$

Avec:

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1 \dots\dots\dots \textit{Situation Accidentelle}$$

$$\gamma_s = 1.15 \dots\dots\dots \textit{Situation courante (durable)}$$

• Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL91.

On distingue trois cas de fissurations :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable** : Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation à l'intérieur, nativement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99}) :$$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : Cas des éléments devant assurer à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, brouillée...)

$$\sigma_s \leq \min \left\{ 0,5 \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34})$$

Avec :

n : coefficient de fissuration relatif aux armatures utilisées,

- **n = 1** Pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- **n = 1,3** Pour les aciers Haute Adhérence $\varnothing < 6$ mm
- **n = 1,6** Pour les aciers moyens adhérence $\varnothing \geq 6$ mm

f_e : limite élastique des aciers utilisés,

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours en [MPa].

Diagramme contrainte-déformation :

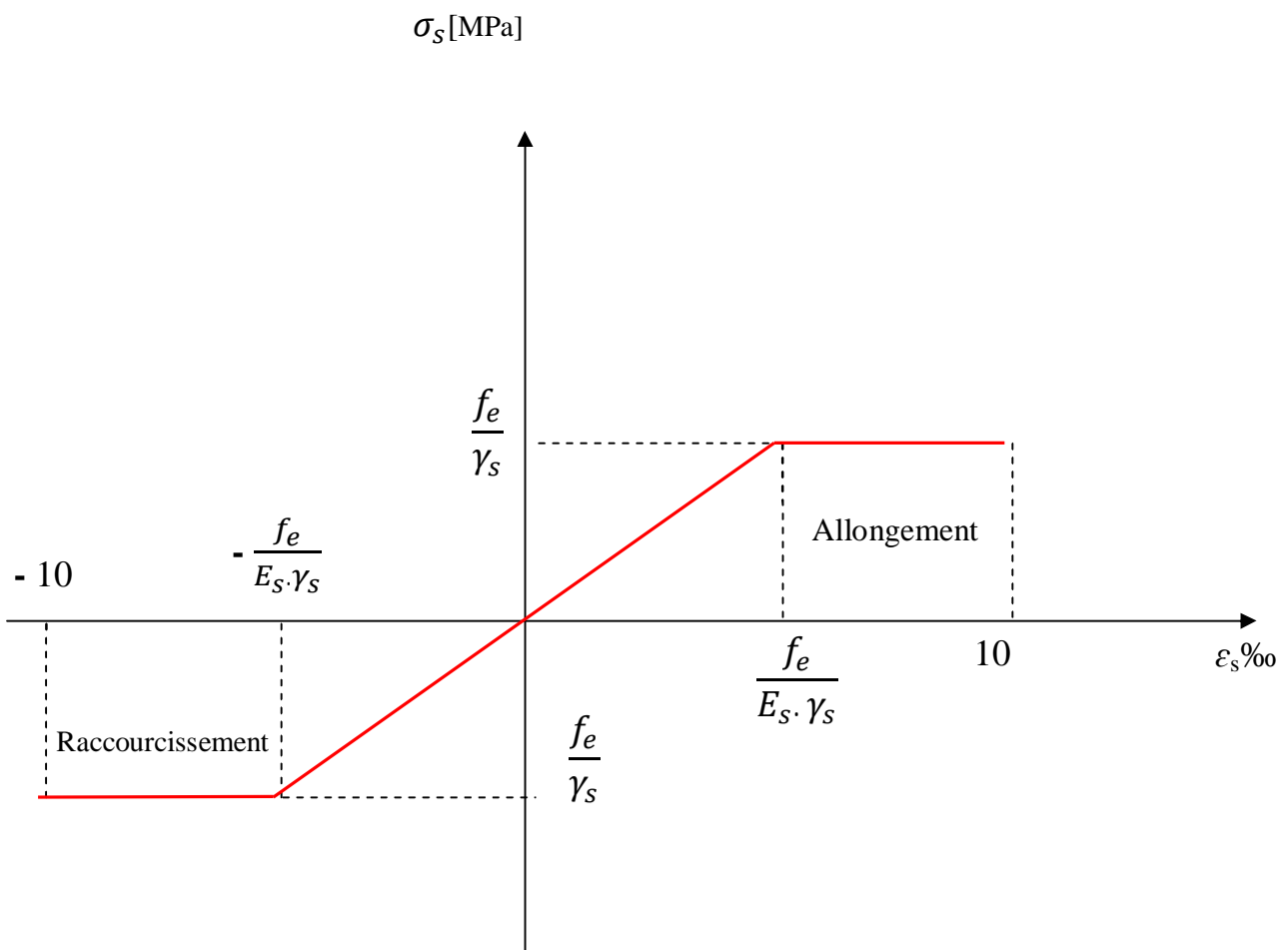


Fig.I.6-Diagramme contraintes - déformations de calcul de l'acier

I.9. Protection des armatures : (Art.A.7.1_B.A.E.L.91_modifié.99)

Cette protection est l'enrobage appelé « C » qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correcte et ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus aux intempéries et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

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

Chapitre II

Pré dimensionnement des elements

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements **RPA99/version 2003** et le **CBA93**.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges Pour chaque type d'élément.

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1-Les planchers :

Dans notre projet ; les planchers sont constitués de dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5mm et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 99}).$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

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

$$L_{\max} = 435 - 30 = 405 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{405}{22,5} = 18 \text{ cm}$$

- On optera pour un plancher de $(16+4) = 20 \text{ cm}$
 - Epaisseur du corps creux est de **16 cm**
 - Epaisseur de la dalle de compression est de **4 cm**.

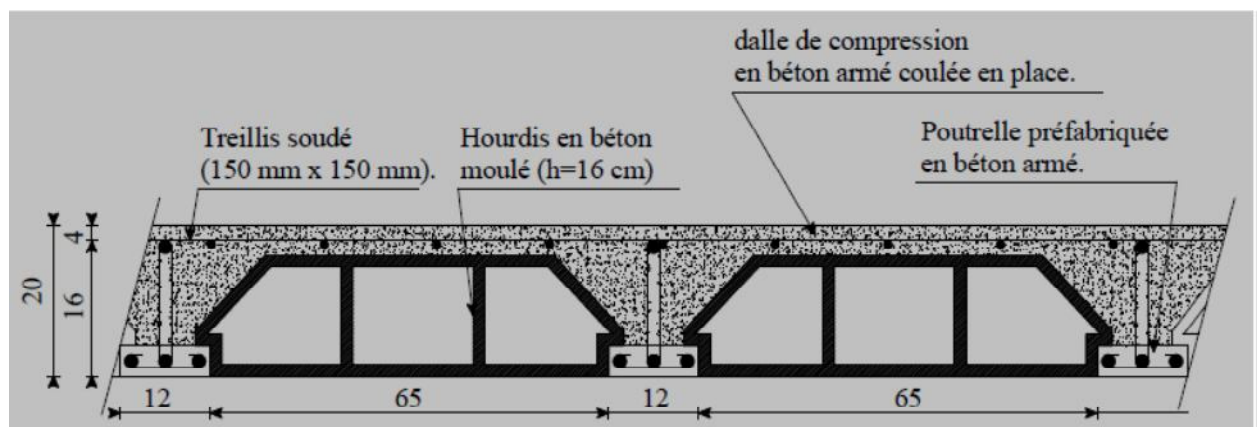


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher

II.2.2 Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est L'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le Règlement« **RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

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

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99), pour la zone (IIa):

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

❖ Les poutres principales :

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

$$420 / 15 \leq h \leq 420 / 10 \Rightarrow \quad 30 \leq h \leq 42 \text{ [cm].} \quad \text{Soit} \quad h = 40 \text{ [cm].}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ [cm].} \quad \text{Soit} \quad b = 30 \text{ [cm].}$$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **30×40** [cm].

• Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1)

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Les poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 435 - 30 = 405 \text{ cm.}$$

$$405 / 15 \leq h \leq 405 / 10 \Rightarrow 27 \leq h \leq 40,5 \text{ [cm].} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ [cm].}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ [cm].} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ [cm].}$$

Donc :

La section des poutres secondaires adoptée est : **30x35** [cm].

• **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1)**

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,16 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

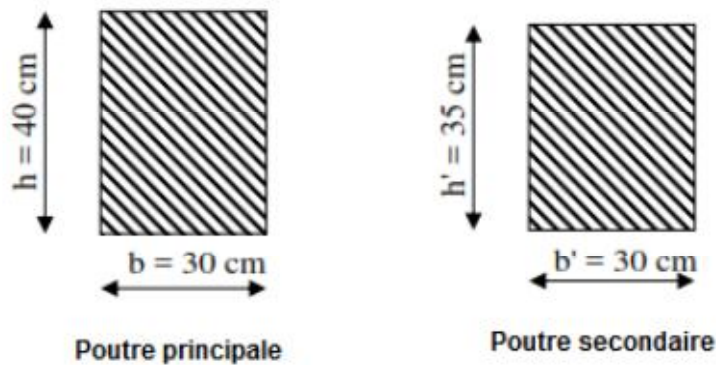


Figure II-2 : Sections des poutres

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales : **(30 x 40)** [cm].
- ✓ Poutres secondaires : **(30 x 35)** [cm].

II.2. 3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

$$N_s = G + Q$$

Cette section transversale est donnée par la relation suivante

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge

G : charges permanentes

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

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

les exigences du (RPA 99 modifié 2003) ,qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

Min (b , h) \geq 25 cm.

Min (b ,h) \geq $h_e / 20$.

$1/4 \leq b/h \leq 4$.

Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation :

Charges permanentes G:

- **Plancher terrasse inaccessible :**

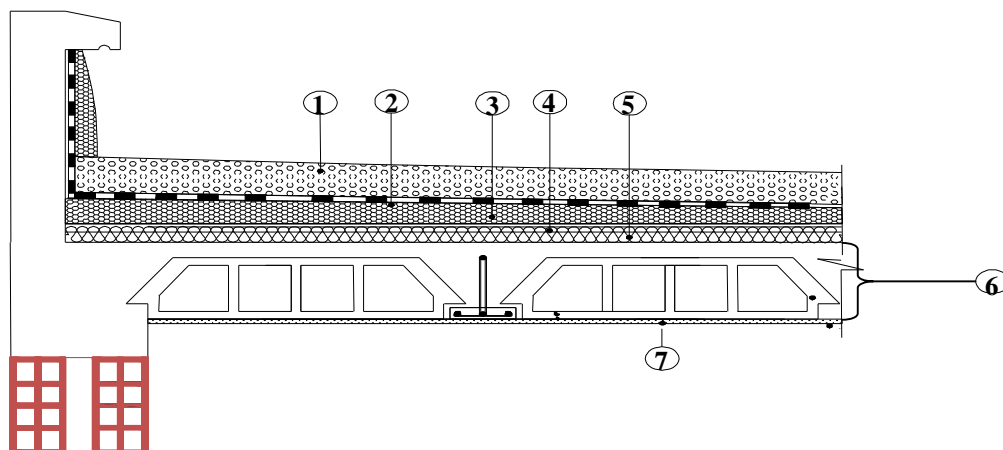


Fig.II.3-Coupe plancher terrasse inaccessible

Tableau : Valeur de la charge permanente G du plancher terrasse

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G[KN /m ²]
1	Gravions roulé de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	20	2,00
4	Feuilles de polyane	Feuille	01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher à corps creux	0,20	/	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				6,14

Tableau(II.1) : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

- **Plancher étage courant :**

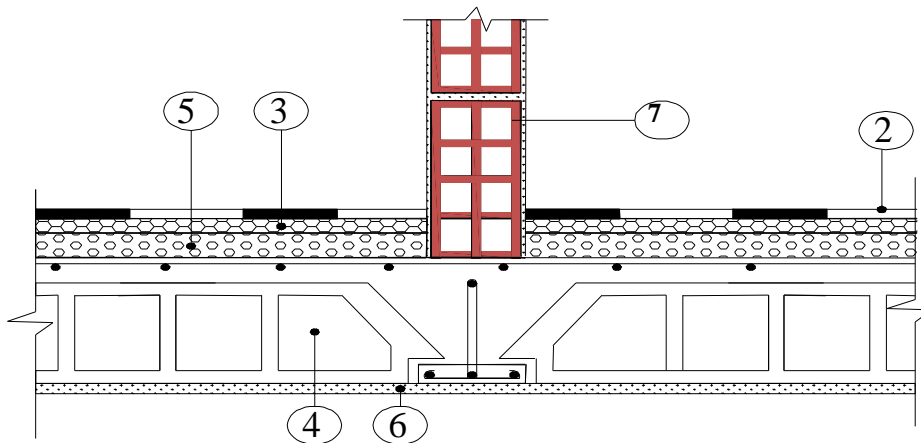
**Fig.II. 4-Coupe plancher étage courant**

Tableau : Valeur de la charge permanente G du plancher étage

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	20	0,20
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Isolation phonique	0,01	10	0,10
5	Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
7	Cloison interne	0,10		1,00
Charge permanente totale (G)				5,10

Tableau(II.2) : Charges permanentes (G) Plancher étage.

- **Balcon :**

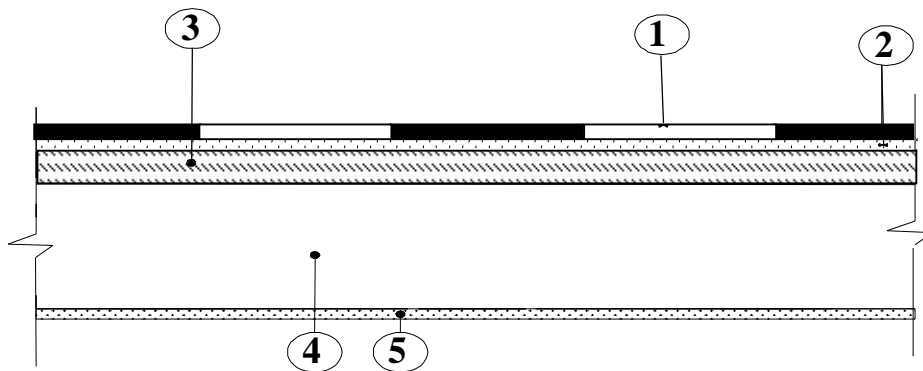


Fig.II.5-Coupe sur balcon

Tableau : Valeur de la charge permanente G du balcon

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armée	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				4,95

Tab.II.3-charge permanente du balcon

- **Maçonnerie :**

1. **Murs extérieur :**

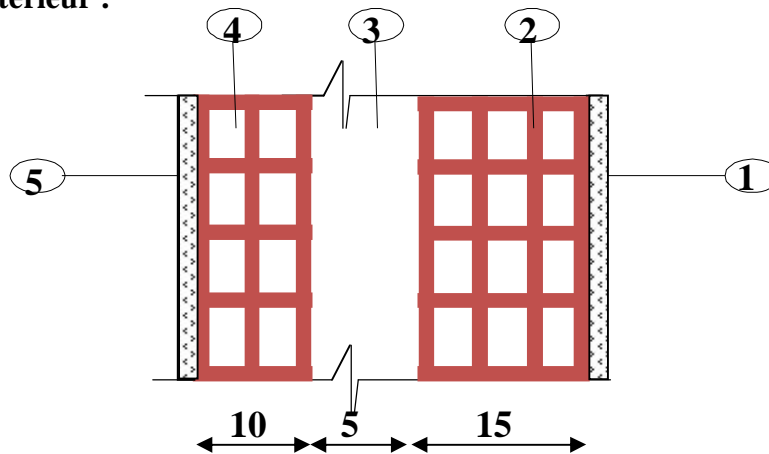


Fig. II.6-Coupe d'un mur extérieur

Tableau : Valeur de la charge permanente G du mur extérieur

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G[KN /m ²]
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses extérieur	0,15		0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses intérieure	0,10	09	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				2,36

Tab.II.4-charge permanente du mur extérieur

2. Murs intérieur :

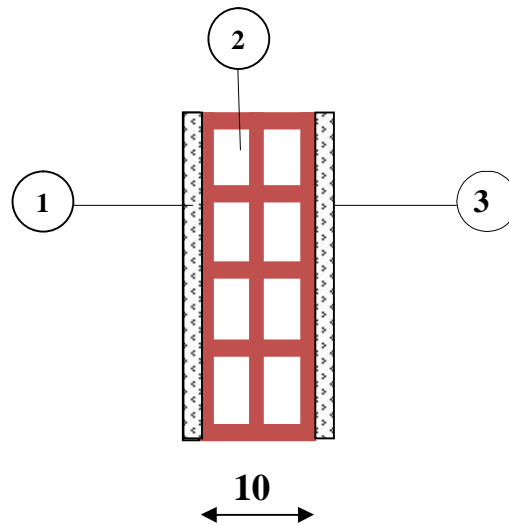


Fig.II.7-Coupe d'un mur intérieur

Tableau : Valeur de la charge permanente G du cloison

	Eléments	Épaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G[KN /m ²]
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses intérieure	0,10	09	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				1,30

Tab.II.4-charge permanente du mur intérieur

- **Acrotère**

Calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25 \quad G = 1,7125[\text{KN/ml}]$$

Avec :

S : Aire de l'acrotère

ρ : Poids volumique du béton armé

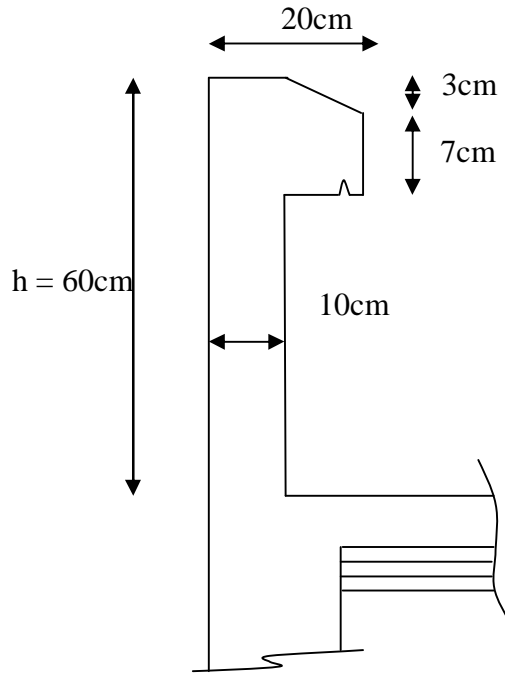


Fig .II .8-Coupe verticale de l'acrotère

❖ **Surcharges d'exploitations :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suite :

- Plancher terrasse1,00 KN / m²
- Plancher étage courants : à usage d'habitation1, 50 KN/ m²
- L'acrotère.....1, 00 KN/ m²
- L'escalier.....2, 50 KN/ m²
- Balcons.....3 ,50 KN/ m²

• **Section brute**

$S_{brute} = 3,97 \times 3,83 = 15,20 \text{m}^2$

• **Section nette**

$S_1 = 2,02 \times 1,43 = 2,97 \text{ [m}^2\text{].}$

$S_2 = 1,65 \times 1,43 = 2,36 \text{ [m}^2\text{]}$

$S_3 = 2,02 \times 2,10 = 4,24 \text{ [m}^2\text{]}$

$S_4 = 1,65 \times 2,10 = 3,46 \text{ [m}^2\text{]}$

$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13,03 \text{ [m}^2\text{]}$

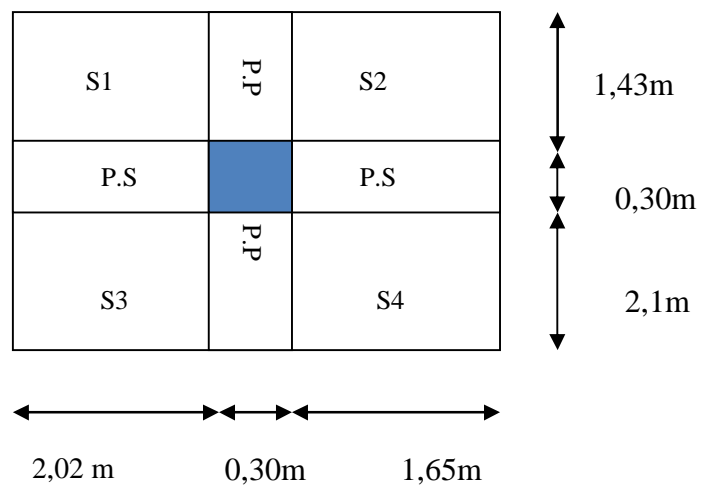


Fig.II.9-Les surfaces revenant au poteau

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{pt} = S \times G_{tr}$$

$$G_{pt} = 13,03 \times 6,14 = 80,00[\text{KN}]$$

Avec:

S: Surface du plancher revenant au poteau

G_{tr} : Charge permanente du plancher terrasse

✓ **Plancher courant :**

$$G_{pc} = S \times G_{tc}$$

$$G_{pc} = 13,03 \times 5,10 = 66,45[\text{KN}]$$

Avec

S : Surface du plancher revenant au poteau

G_{tc} : Charge permanente du plancher courant

✓ **Poutre principale :**

$$G_{pp} = S_{pp} \times L \times \rho$$

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times (4.50 - 0.30) \times 25 = 12.60 \text{ KN.}$$

Avec :

S_{pp} : Section transversale de la poutre principale.

ρ : poids volumique du béton 25 KN/m³.

L : Longueur de la poutre.

✓ **Poutre secondaire :**

$$G_{ps} = S_{ps} \times L \times \rho$$

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times (4.35 - 0.30) \times 25 = 9,11 \text{ KN.}$$

Avec :

$$G_{ps} = 9,11[\text{KN}]$$

S_{ps} : Section transversale de la poutre secondaire.

ρ :Poid volumique du béton

✓ **Poteaux :**

Poteaux étages courant et RDC

$$G_{pot} = S_{pot} \times H \times \rho$$

$$G_{pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,88[\text{KN}]$$

$$G_{Pot} = 6,88[\text{KN}]$$

Avec :

S_{pot} : Section horizontale du poteau.

ρ :Poid volumique du béton

❖ Calcul des surcharges d'exploitation :

$$Q = Q \times S$$

- Plancher terrasse inaccessible $Q = Q \times S = 1 \times 13,03 = 13,03$ [KN]
- Plancher courant..... $Q = Q \times S = 1,5 \times 13,03 = 19,54$ [KN]

Nota :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur est à mesure que leurs sections réelles seraient déterminées et fixées.

Dans un premier temps on prend une section minimale de 30×30 [cm²] pour les poteaux en satisfaisant ainsi les exigences du R.P.A99 Version 2003

Zone IIa Min (b , h) ≥ 25 [cm]

Min (30, 30) ≥ 25 [cm]Vérifiée

❖ Lois de dégression des surcharges D.T.R.B.C.22 :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de la dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de cette loi est de (05) cinq niveaux.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

.

.

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n)/2n] \times \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$

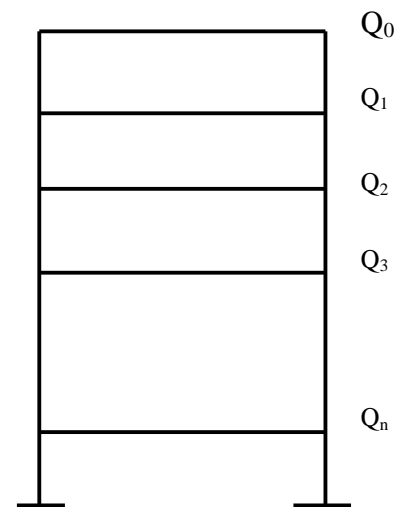


Fig.II.10- dégression des surcharges

❖ Coefficient de dégression des surcharges :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

Tab.II.5- Les coefficients des surcharges

Application:

$$\text{Niveau 9 : } Q_0 = 13,03 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 8 : } Q_0 + Q_1 = 32,57 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 7 : } Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 50,15 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 6 : } Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65,79 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 5 : } Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 79,47 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 4 : } Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 91,19 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 3 : } Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 100,96 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 2 : } Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 110,14 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 1 : } Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 120,89 \text{ [KN]}$$

$$\text{Niveau 0 : } Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 130,85 \text{ [KN]}$$

niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G _{cumul}	Q	Q _{cumul}	N=G _c +Q _c	S _≥ N/σ _{bc}	Sections adoptée
9	80.00	21.71	0	101.71	101.71	13.03	13.03	114.74	76.49	
8	66.45	21.71	6.88	95.04	196.75	19.54	32.57	229.32	152.88	40X40
7	66.45	21.71	6.88	95.04	291.79	19.54	52.11	343.9	229.26	40X40
6	66.45	21.71	6.88	95.04	386.83	19.54	71.65	458.48	305.65	40X40
5	66.45	21.71	6.88	95.04	481.87	19.54	91.19	573.06	382.04	45X45
4	66.45	21.71	6.88	95.04	576.91	19.54	110.73	687.64	458.42	45X45
3	66.45	21.71	6.88	95.04	671.95	19.54	130.27	802.22	534.81	45x45
2	66.45	21.71	6.88	95.04	766.99	19.54	149.81	916.8	611.2	50x50
1	66.45	21.71	6.88	95.04	862.03	19.54	169.35	1031.38	687.58	50x50
RDC	66.45	21.71	6.88	95.04	957.07	19.54	188.89	1491.38	994.25	50x50

Tab.II.6-Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

➤ **Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa :
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa (OK)
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$ (he : hauteur d'étage courant)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm (OK)}$$

- ✓ $\text{Min} \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux Niveau	RDC, 1, 2	$1/4 < (b/h = 50/50 = 1) < 4$ (OK)
Poteaux Niveau	3, 4, 5	$1/4 < (b/h = 45/45 = 1) < 4$ (OK)
Poteaux Niveau	6, 7, 8	$1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (OK)

➤ **Vérification de poteaux au flambement:**

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

λ : Elancement de poteau.

l_f : Longueur de flambement

Le poteau est encasté à ses extrémités..... $l_f = 0,7L_0$

i : Rayon de giration

$$i = [I/S]^{1/2}$$

I : Moment d'inertie

$$I = hb^3/12$$

S : Section transversale du Poteau

L_0 : Longueur libre de poteau, délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs

$$\text{Finalement} \quad \lambda = 2,42 L_0 / b$$

Poteau du RDC 1^{er} 2^{eme} étage : 50X50[cm²]

$$\lambda = 2,42 \times (286/50) = 13.84 < 50 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poteau du 3^{eme} 4^{em} 5^{eme} e étage: 45X45[cm²]

$$\lambda = 2,42 \times (286/45) = 15.38 < 50 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poteau du 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage: 40X40[cm²]

$$\lambda = 2,42 \times (286/40) = 17.30 < 50 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

II.2.4 Les voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7-7-1 du RPA99, on considère comme des voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

L'ouvrage sera implanté à Boughni w. Tizi-Ouzou classé comme zone moyenne sismicité (zone IIa)

$$a \geq 15[\text{cm}] \dots \dots \dots (\text{Art. 7-7-1 _ R.P.A.99 _ modifié.2003})$$

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

h_e : hauteur libre d'étage.

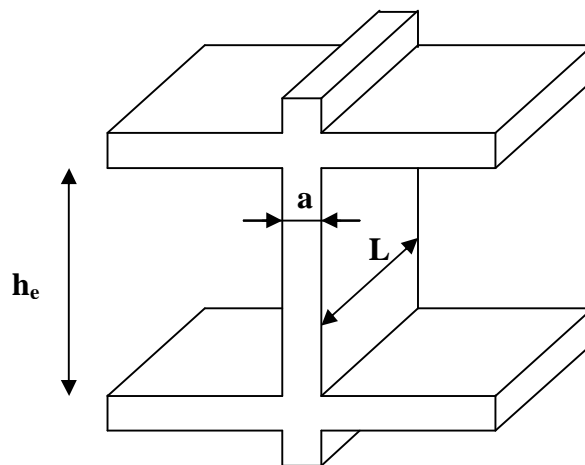
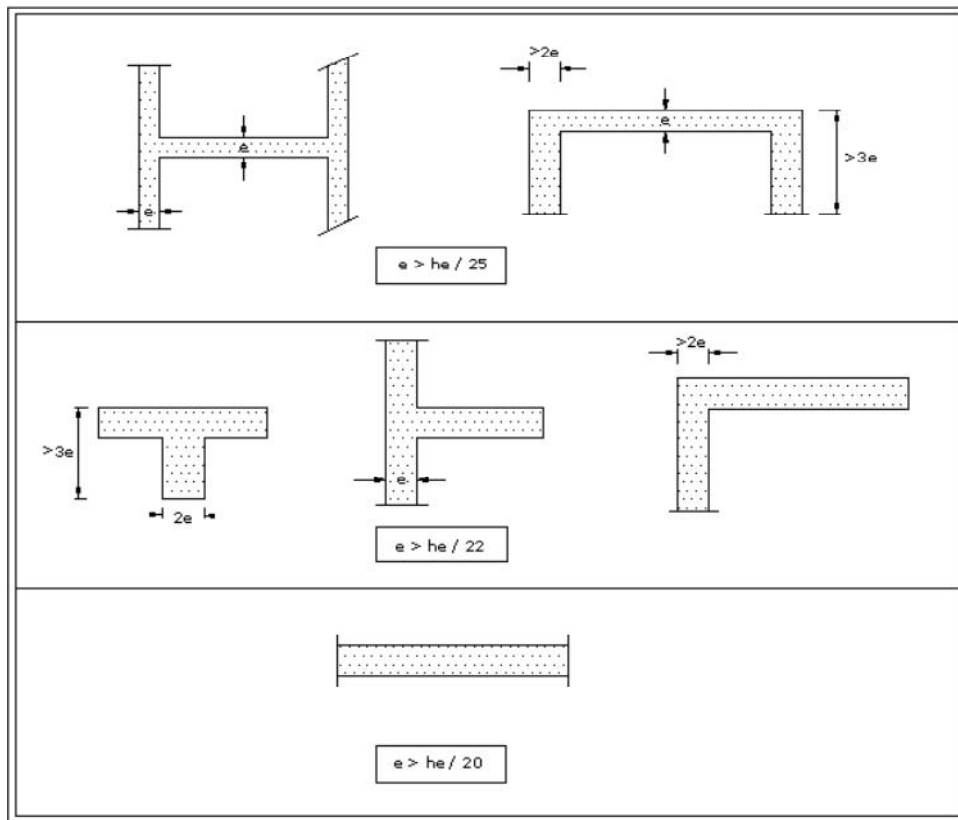


Fig.II.11-Coupe d'un voile en élévation

❖ Cas de voile a considéré :



II.12-Coupe en plan des voiles

➤ Rez-de-chaussée et étages courants :

$$h_e = (306 - 30) = 276 \text{ [cm]}$$

$$a \geq \frac{276}{22} = 12,54 \text{ [cm]} \quad \text{on adopte } a = 20 \text{ [cm]}$$

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

Dans notre cas $\ell_{\min} = 110 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Chapitre III

Calcul des éléments

III-1 Calcul des planchers :

III.1.1 Introduction :

La structure est composée de plancher à corps creux d'épaisseur (16+4) coulée sur place armée d'un quadrillage « treillis soudé » de nuance (TLE520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder à.

- 20 [cm] pour les armatures \perp aux poutrelles ; (Art.B.6.8-423_B.A.E.L.91_modifié.99)
- 33 [cm] pour les armatures // aux poutrelles

III.1.2 Calcul des armatures :

❖ **La section d'armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \geq \text{Si } L' \leq 50 \text{ [cm]}$$

$$A_{\perp} \geq A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} \text{ Si } 50 \leq L' \leq 80 \text{ [cm]}$$

L' : entre axes des poutrelles en [cm]

$$\text{Dans notre cas } L' = 65 \text{ [cm]} \quad A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ [cm}^2 \text{ / .ml]}$$

Selon le tableau des armatures on adoptera 5T5 = 0,98 cm² dont l'espacement est de 20 cm

❖ **La section d'armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ [cm}^2 \text{ / .ml]}$$

Soit 5T5 avec un espacement de **20 cm**.

• **Conclusion :**

La dalle de compression sera ferrailée par treillis soudé TLE520 de dimension **5 x 5 x 200 x 200 mm²**

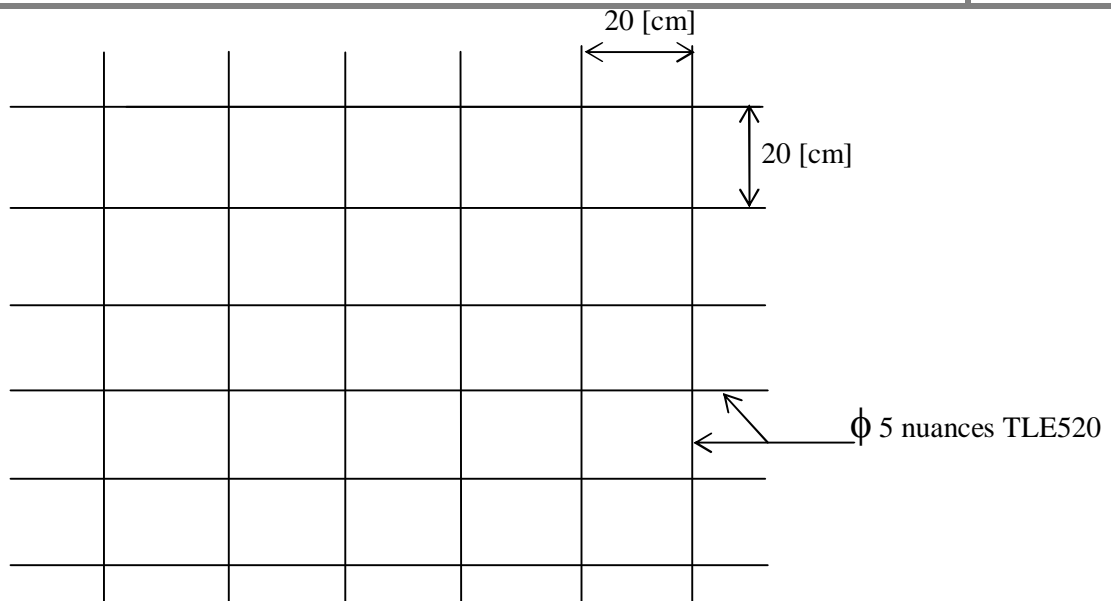


Fig III.1-Treillis soudé de 20x20 [cm]

III.1.3.) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

❖ Les dimensions de la section en T :

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

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

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

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

$b_1 = \text{débord. } b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm.}$

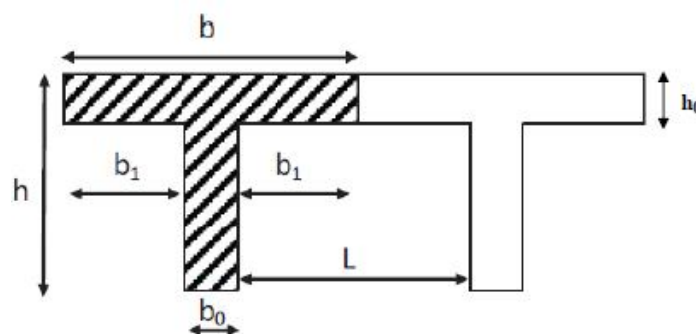


Figure (III.2):Section en T.

1) Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure III.2). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

❖ Calcul à l'ELU

- poids propre de la poutrelle $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 20 \text{ cm}$
 La hauteur de la dalle de compression..... $h_0 = 4 \text{ cm}$
 La largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
 Enrobage $c = 2 \text{ cm}$
 La hauteur utile $d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$
 La largeur de la dalle de compression $b = 65 \text{ cm}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des efforts internes max :

➤ Calcul du moment isostatique :

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

$$M_u = \frac{2,5 \times (4,05)^2}{8} = 5,12 \text{ [KN.m]}$$

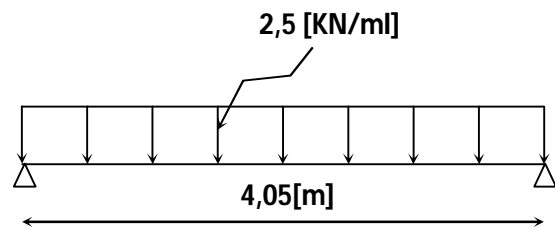


Fig.III.3 Schéma isostatique

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u l}{2}$$

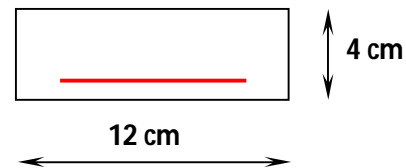
$$V_u = \frac{2,5 \times 4,05}{2} = 5,06 \text{ [KN]}$$

c) **Calcul des armatures** : les armatures sont données par la formule suivante :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,12 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 7,51$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 \longrightarrow \text{S.D.A}$$



• **Conclusion :**

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour aidé la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2) Après coulage de la dalle de compression :

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

Poids du plancher $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

a) Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (3,315) + 1,5 \times (0,975) = \mathbf{5,94 \text{ KN/ml}}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 3,315 + 0,975 = \mathbf{4,29 \text{ KN/ml}}$

b) Calcul des efforts internes :

➤ **Calcul des moments :**

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

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

c) **Choix de la méthode de calcul :****Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1. \begin{cases} Q=5\text{KN/ml} < 2G=6,63\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{4,30}{3,45} = 1,24, \quad \frac{3,45}{3,55} = 0,97, \quad \frac{3,55}{4,35} = 0,81, \quad \frac{4,35}{3,59} = 1,21, \quad \frac{3,59}{3,80} = 0,94$$

\longrightarrow condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée

- **Conclusion :** Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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.

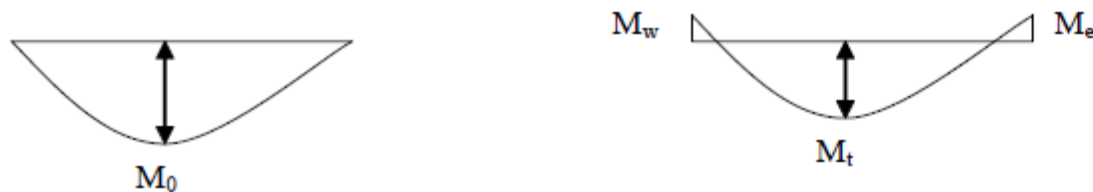


Figure III.4 : Diagramme des moments (principe de la méthode).

❖ **Exposé de la méthode :**

- α : rapport des charges

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

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

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- 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 :

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

$$\text{Avec : } (1 + 0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad \text{dans une travée de rive}$$

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

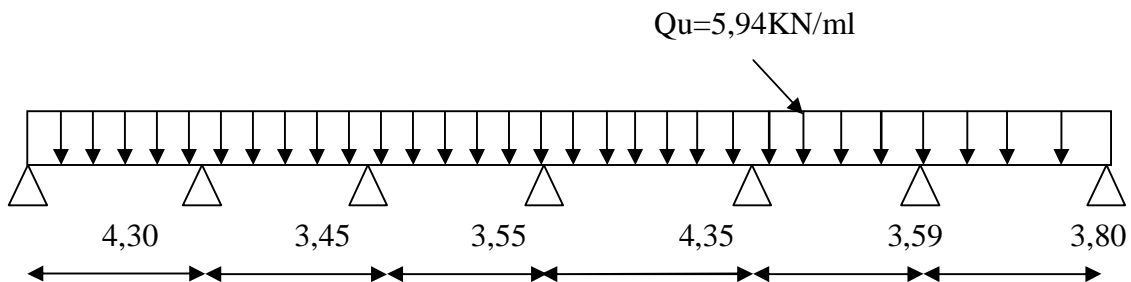
0,6 M_0 pour une poutre à deux travées

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.

0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

Poutrelle I



Poutrelle II

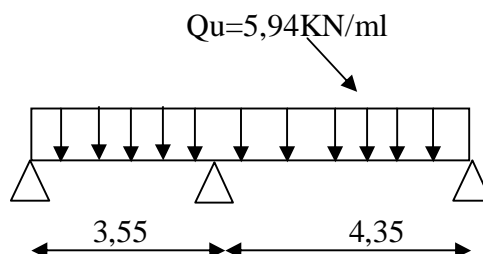


Figure III.5 : Schéma statique

❖ calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975+3,315} = 0,227$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,227$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,068$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,534$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,634$$

❖ calcul des moments :

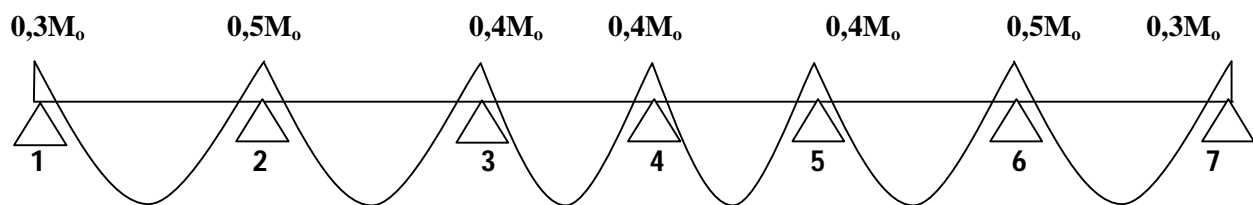
Poutrelle I

Figure III.6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

$$M_{012} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{5,94 \times 4,30^2}{8} = 13,72 \text{ KN m}$$

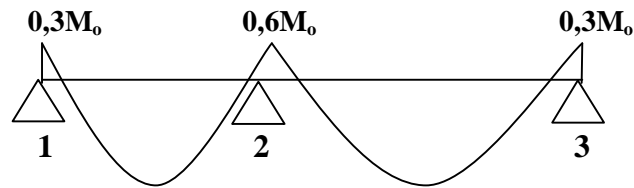
$$M_{023} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 3,45^2}{8} = 8,84 \text{ KN m}$$

$$M_{034} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 3,55^2}{8} = 9,36 \text{ KN m}$$

$$M_{045} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 4,35^2}{8} = 14,05 \text{ KN m}$$

$$M_{056} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 3,59^2}{8} = 9,57 \text{ KN m}$$

$$M_{067} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 3,80^2}{8} = 10,72 \text{ KN m}$$

Poutrelle II

$$M_{012} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 3,55^2}{8} = 9,36 \text{ KN m}$$

$$M_{023} = \frac{Qu \times L}{8} = \frac{5,94 \times 4,35^2}{8} = 14,05 \text{ KN m}$$

❖ Calcul des Moments sur appuis :**Poutrelle I**

$$M_1 = 0,3M_{012} = 4,12 \text{ KN m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6,86 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3,74 \text{ KN m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}, M_{056}) = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \max (M_{056}, M_{067}) = 5,36 \text{ KN m}$$

$$M_7 = 0,4 M_{067} = 3,22 \text{ KN m}$$

Poutrelle II

$$M_1 = 0,3M_{012} = 2,80 \text{ KN m}$$

$$M_2 = 0,6 \max (M_{012}, M_{023}) = 8,43 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{023} = 4,21 \text{ KN m}$$

Calcul des Moments en travée :**Poutrelle I***Travée 1-2 : travée de rive :*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,3M_0 + 0,5M_0)/2 = 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \end{cases}$$

*Soit: $M_{t12} = 0,67M_{012} = 9,19 \text{ KNm}$.**Travée 2-3 : travée intermédiaire:*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,5M_0 + 0,4M_0)/2 = 0,62M_0 \\ M_t \geq 0,534 M_0 \end{cases}$$

*Soit: $M_{t23} = 0,62 M_{023} = 5,48 \text{ KNm}$.**Travée 3-4 : travée intermédiaire:*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,4M_0 + 0,4M_0)/2 = 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,534 M_0 \end{cases}$$

*Soit: $M_{t34} = 0,67 M_{034} = 6,27 \text{ KNm}$.**Travée 4-5 : travée intermédiaire:*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,4M_0 + 0,4M_0)/2 = 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,534 M_0 \end{cases}$$

*Soit: $M_{t45} = 0,67 M_{045} = 9,41 \text{ KNm}$.**Travée 5-6 : travée intermédiaire:*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,5M_0 + 0,4M_0)/2 = 0,62M_0 \\ M_t \geq 0,534 M_0 \end{cases}$$

*Soit: $M_{t56} = 0,62 M_{056} = 5,93 \text{ KNm}$.**Travée 6-7 : travée de rive :*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,3M_0 + 0,5M_0)/2 = 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \end{cases}$$

Soit: $M_{t67} = 0,67M_{067} = 7,18 \text{ KN m}$ **Poutrelle II***Travée 1-2 : travée de rive :*

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,3M_0 + 0,6M_0)/2 = 0,62M_0 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \end{cases}$$

Soit: $M_{t12} = 0,62M_{012} = 5,80 \text{ KNm}$.

Travée 2-3 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1,05M_0), (1,068M_0)] - (0,3M_0 + 0,6M_0)/2 = 0,62M_0 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \end{cases}$$

Soit: $M_{t23} = 0,62M_{023} = 8,71 \text{ KNm}$.

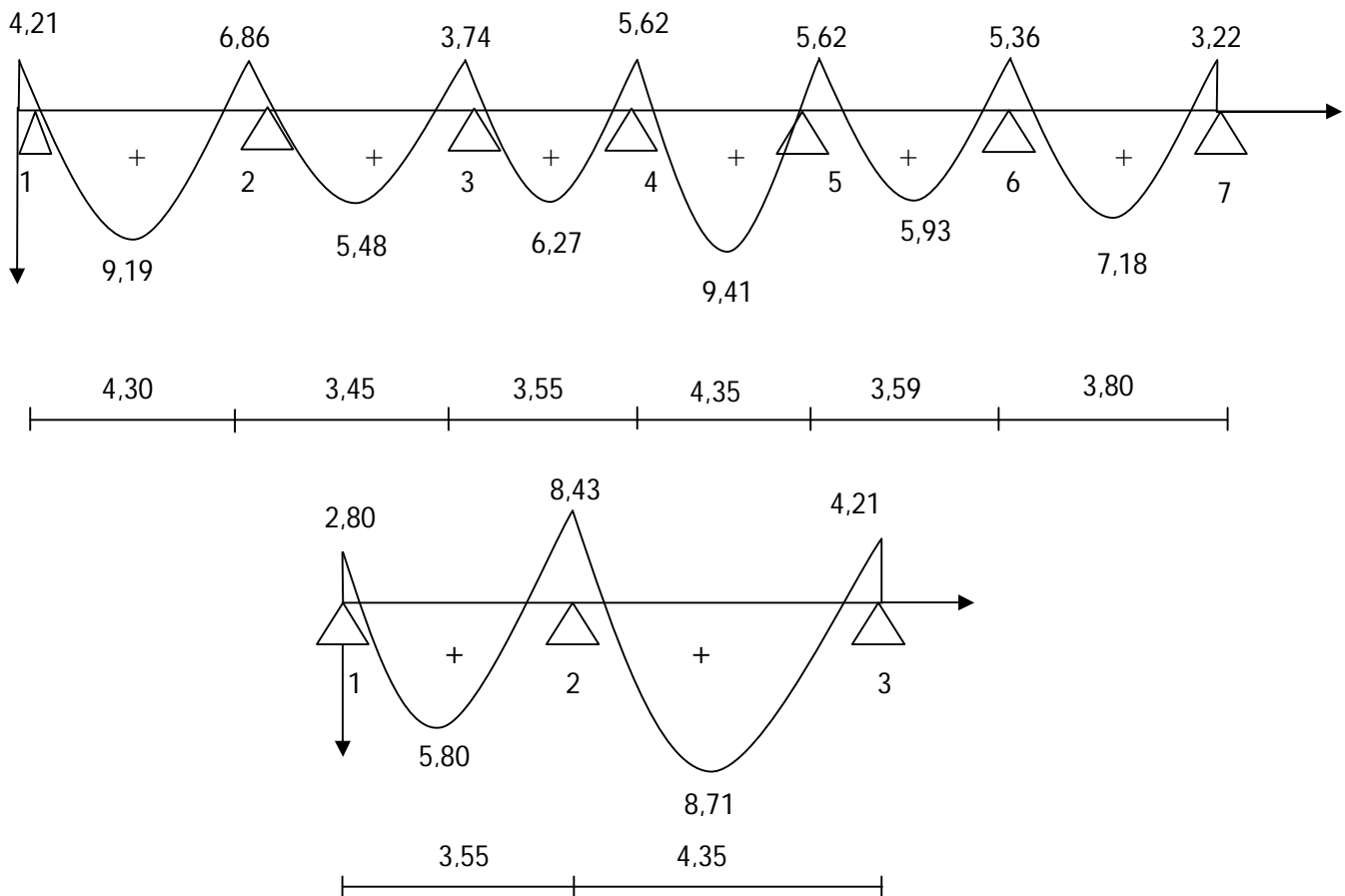


Figure (III.6): Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en KNm.

❖ Calcul des efforts tranchants :

Poutrelle I

Travée 1-2

$$T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{12}} + \frac{q \cdot l_{12}}{2} \quad T_1 = 12,13 \text{ [KN]}$$

$$T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{12}} - \frac{q \cdot l_{12}}{2} \quad T_2 = -13,40 \text{ [KN]}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} + \frac{q \cdot l_{23}}{2} \quad T_2 = 11,15 \text{ [KN]}$$

$$T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} - \frac{q \cdot l_{23}}{2} \quad T_3 = -9,34 \text{ [KN]}$$

Travée 3-4

$$T_3 = \frac{M_3 - M_4}{l_{34}} + \frac{q \cdot l_{34}}{2} \quad T_3 = 10,01 \text{ [KN]}$$

$$T_4 = \frac{M_3 - M_4}{l_{34}} - \frac{q \cdot l_{34}}{2} \quad T_4 = -11,07 \text{ [KN]}$$

Travée 4-5

$$T_4 = \frac{M_4 - M_5}{l_{45}} + \frac{q \cdot l_{45}}{2} \quad T_4 = 12,91 \text{ [KN]}$$

$$T_5 = \frac{M_4 - M_5}{l_{45}} - \frac{q \cdot l_{45}}{2} \quad T_5 = -12,91 \text{ [KN]}$$

Travée 5-6

$$T_5 = \frac{M_5 - M_6}{l_{56}} + \frac{q \cdot l_{56}}{2} \quad T_5 = 10,73 \text{ [KN]}$$

$$T_6 = \frac{M_5 - M_6}{l_{56}} - \frac{q \cdot l_{56}}{2} \quad T_6 = -10,58 \text{ [KN]}$$

Travée 6-7

$$T_6 = \frac{M_6 - M_7}{l_{67}} + \frac{q \cdot l_{67}}{2} \quad T_6 = 11,85 \text{ [KN]}$$

$$T_7 = \frac{M_6 - M_7}{l_{67}} - \frac{q \cdot l_{67}}{2} \quad T_7 = -10,72 \text{ [KN]}$$

Poutrelle II**Travée 1-2**

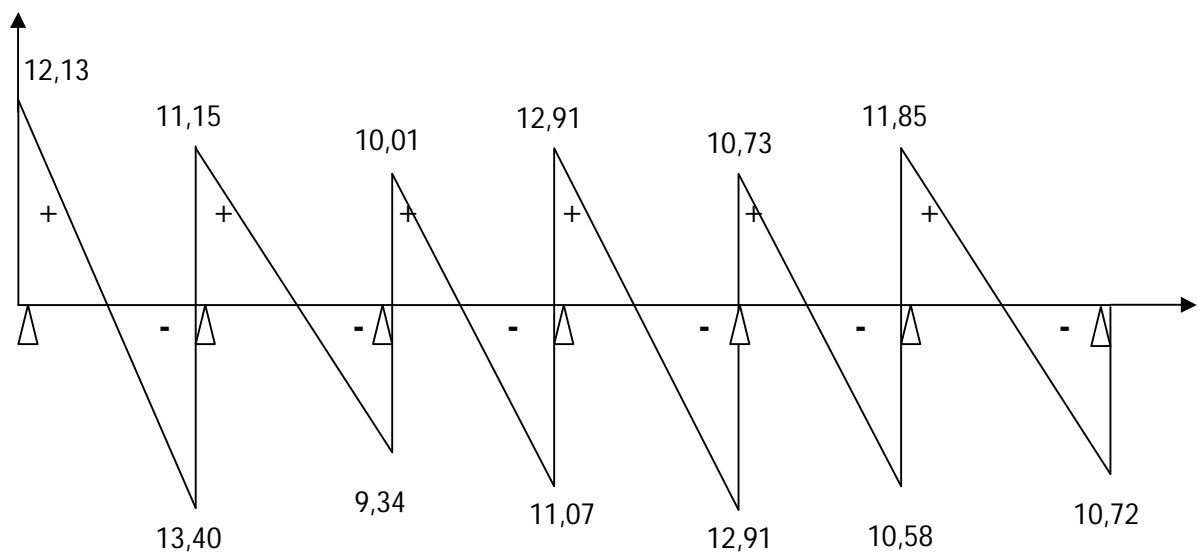
$$T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{12}} + \frac{q \cdot l_{12}}{2} \quad T_1 = 8,95 \text{ [KN]}$$

$$T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{12}} - \frac{q \cdot l_{12}}{2} \quad T_2 = -12,12 \text{ [KN]}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} + \frac{q \cdot l_{23}}{2} \quad T_2 = 13,88 \text{ [KN]}$$

$$T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} - \frac{q \cdot l_{23}}{2} \quad T_3 = -11,94 \text{ [KN]}$$



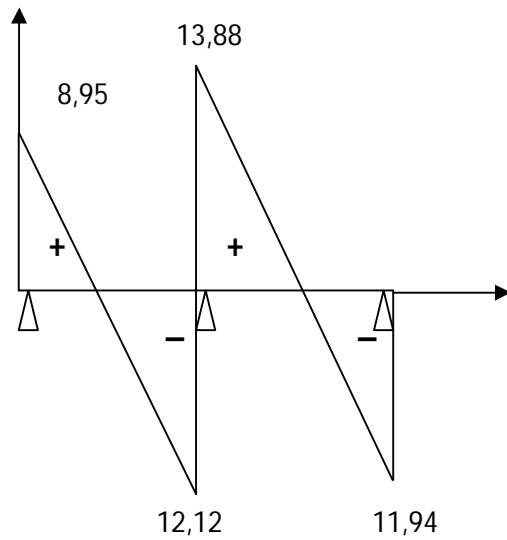


Figure (III.7): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.1.4 Calcul des armatures à l'ELU:

Les moments sur appuis et en travée sont comme suite :

$$M_{a \max} = 8,43 \text{ [KN m]} \quad M_{t \max} = 9,41 \text{ [KN m]}$$

a) Armatures longitudinales

En travée :

Moment équilibré par la table

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

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

$M_t = 59,07 \text{ [KN m]} > M_{t \max} = 9,41 \text{ [KN m]} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (b x h)

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9,41 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu=0,031 < \mu_l=0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu=0,031 \rightarrow \beta=0,9845$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,41 \times 10^3}{0,9845 \times 18 \times 348} = 1,51 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{T}10 = 2,35 [\text{cm}^2]$$

Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18$ et de largeur $b_0=12$ [cm].

$$M_{a \max} = 8,43 [\text{KN m}].$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,152$$

$$\mu = 0,152 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,152 \rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{8,43 \times 10^3}{0,917 \times 18 \times 348} = 1,467 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{T}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales: (Art.A.7.2-2_B.A.E.L.91_modifié.99)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right)$$

$$\phi_t = \min (0,57 \quad 1,2 \quad 1,2)$$

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

$$\text{On adopte : } 2 \text{ T}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}\} = 16,2 [\text{cm}] \quad S_t = 15 [\text{cm}]$$

III.1.5 Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

En travée: $A_t = 2,35 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis: $A_a = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = 13,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13,88 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,642 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; [5 \text{ MPa}] \right\} = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,642 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.A.5.1-313_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec:

$$a = 0,9 \cdot d: \text{ Longueur d'appui de la bielle}$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ [KN]}$$

$$T_{\max} = 13,88 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures:

Si la valeur absolue du moment flechissant de calcul à l'E.L.U $M_U < 0,9 \cdot T_U \cdot d$ alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et ancrer une section d'armatures

suffisantes pour équilibrer un effort égale a : $T_{U\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d}$

- **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$M_a < 0,9 \cdot T_{u \max} \cdot d = 0,9 \times 13,88 \times 0,18 = 2,25$$

$$M_a = 8,43 \text{ [KN/m]} > 2,25 \text{ [KN/m]} \quad \rightarrow \text{Les armatures sont suffisantes}$$

- **Au niveau de l'appui de rive:**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant d'ancrer la nappe d'armatures inférieures suffisante avec sa longueur de scellement il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot T_{\max}}{f_e} = \frac{1,5 \times 13,88 \times 10}{400} = 0,520 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{adopté}} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{ancré}} = 0,520 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \rightarrow \text{Les armatures sont suffisantes}$$

- **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{T_{\max} (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

$$\tau = \frac{13,88 \times (650 - 120) \times 10^3}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,87 \text{ [MPa]}$$

$$\tau = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion:**

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

e) Vérification des contraintes d'adhérence à l'entraînement des barres:

(Art.A.6.1-3_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 1,2 = 3,76 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,6} = 2,27 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 2,27 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres

f) **Calcul de la longueur de scellement droit:** (Art.A.6.1-221_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 [\text{cm}]$$

On prend $\rightarrow L_S = 45 [\text{cm}]$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

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

A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes :

$L_S = 40 \times \emptyset$ pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 de Ψ_S au moins égal à 1,5

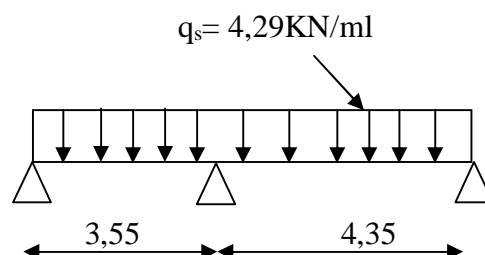
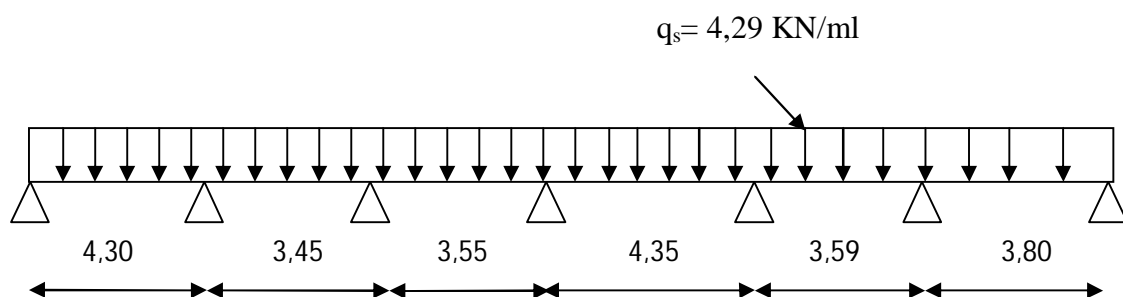
III.1.6 Calcul à l'état limite de service (ELS) :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) pour obtenir les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$q_u = 5,94 \text{ KN/ml}$, $q_s = 4,29 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,29}{5,94} = 0,722$$



❖ **Moments fléchissant :**✓ **En travée :****Poutrelle I**

Pour les travées (1-2):	$M_{12} = 9,19 \times 0,722 = 6,63$	<i>KN m</i>
Pour les travées (2-3) :	$M_{23} = 5,48 \times 0,722 = 3,95$	<i>KN m</i>
Pour les travées (3-4) :	$M_{34} = 6,27 \times 0,722 = 4,52$	<i>KN m</i>
Pour les travées (4-5) :	$M_{45} = 9,41 \times 0,722 = 6,79$	<i>KN m</i>
Pour les travées (5-6) :	$M_{56} = 5,93 \times 0,722 = 4,28$	<i>KN m</i>
Pour les travées (6-7) :	$M_{67} = 7,18 \times 0,722 = 5,18$	<i>KN m</i>

Poutrelle II

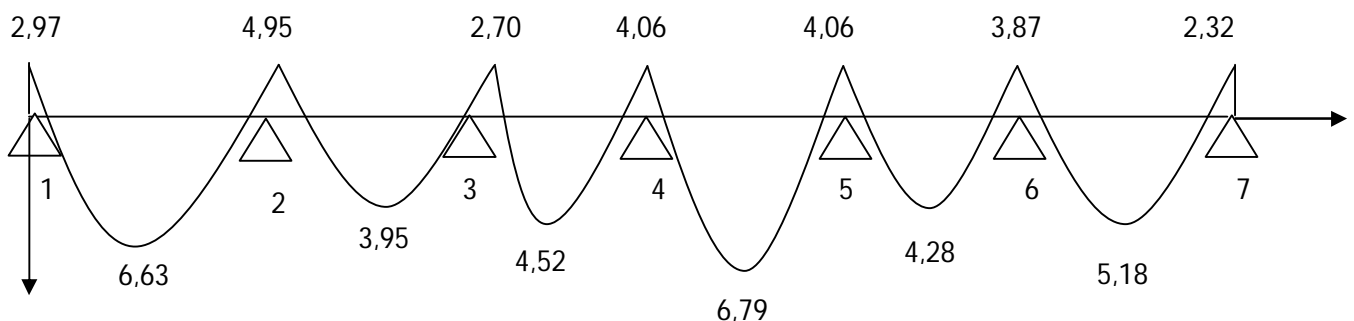
Pour les travées (1-2):	$M_{12} = 5,80 \times 0,722 = 4,19$	<i>KN m</i>
Pour les travées (2-3) :	$M_{23} = 8,71 \times 0,722 = 6,29$	<i>KN m</i>

✓ **Aux appuis :****Poutrelle I**

Pour les appuis 1:	$M_1 = 4,12 \times 0,722 = 2,97$	<i>KN m</i>
Pour les appuis:2	$M_2 = 6,86 \times 0,722 = 4,95$	<i>KN m</i>
Pour les appuis 3 :	$M_3 = 3,74 \times 0,722 = 2,70$	<i>KN m</i>
Pour les appuis 4	$M_4 = 5,62 \times 0,722 = 4,06$	<i>KN m</i>
Pour les appuis 5 :	$M_5 = 5,62 \times 0,722 = 4,06$	<i>KN m</i>
Pour les appuis 6 :	$M_6 = 5,36 \times 0,722 = 3,87$	<i>KN m</i>
Pour les appuis 7 :	$M_7 = 3,22 \times 0,722 = 2,32$	<i>KN m</i>

Poutrelle II

Pour les appuis 1:	$M_1 = 2,80 \times 0,722 = 2,02$	<i>KN m</i>
Pour les appuis:2	$M_2 = 8,43 \times 0,722 = 6,08$	<i>KN m</i>
Pour les appuis:3	$M_3 = 4,21 \times 0,722 = 3,04$	<i>KN m</i>



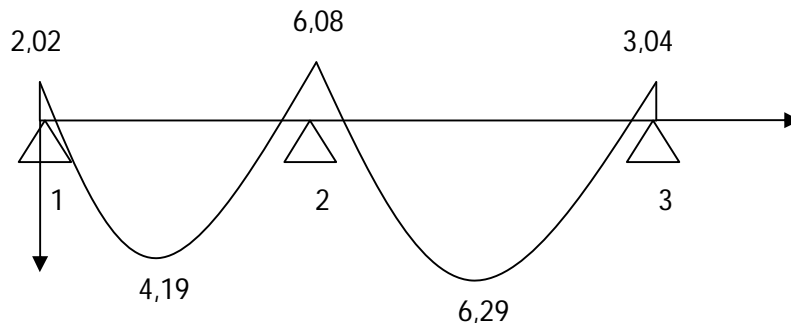


Figure (III.4.7): Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KNm.

❖ Les efforts tranchants :

Poutrelle I

Pour les travées (1-2):

$$T_1 = 12,13 \times 0,722 = 8,76 \text{ KN m}$$

$$T_2 = -13,40 \times 0,722 = -9,67 \text{ KN m}$$

Pour les travées (2-3) :

$$T_2 = 11,15 \times 0,722 = 8,05 \text{ KN m}$$

$$T_3 = -9,34 \times 0,722 = -6,74 \text{ KN m}$$

Pour les travées (3-4) :

$$T_3 = 10,01 \times 0,722 = 7,23 \text{ KN m}$$

$$T_4 = -11,07 \times 0,722 = -7,99 \text{ KN m}$$

Pour les travées (4-5) :

$$T_4 = 12,91 \times 0,722 = 9,32 \text{ KN m}$$

$$T_5 = -12,91 \times 0,722 = -9,32 \text{ KN m}$$

Pour les travées (5-6) :

$$T_5 = 10,73 \times 0,722 = 7,75 \text{ KN m}$$

$$T_6 = -10,58 \times 0,722 = -7,64 \text{ KN m}$$

Pour les travées (6-7) :

$$T_6 = 11,85 \times 0,722 = 8,55 \text{ KN m}$$

$$T_7 = -10,72 \times 0,722 = -7,74 \text{ KN m}$$

Poutrelle II

Pour les travées (1-2):

$$T_1 = 8,95 \times 0,722 = 6,46 \text{ KN m}$$

$$T_2 = -12,12 \times 0,722 = -8,75 \text{ KN m}$$

Pour les travées (2-3) :

$$T_2 = 13,88 \times 0,722 = 10,02 \text{ KN m}$$

$$T_3 = -11,94 \times 0,722 = -8,62 \text{ KN m}$$

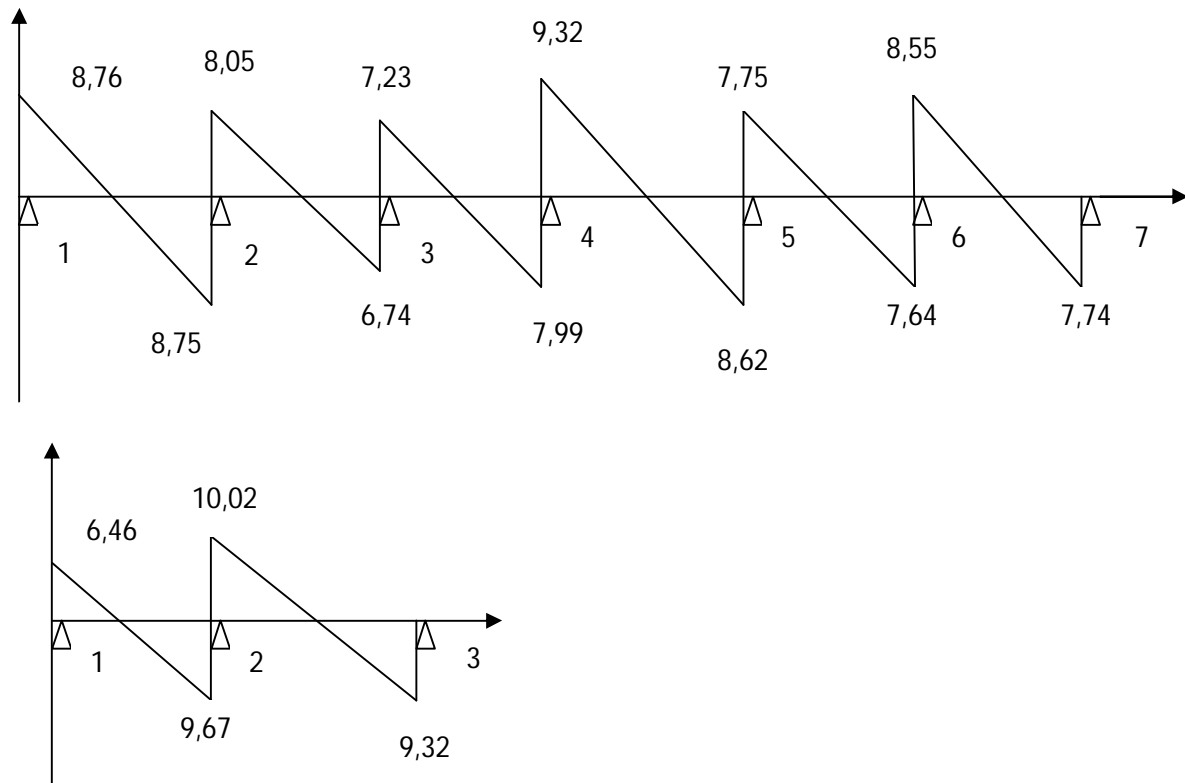


Figure (III.4.8): Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III 1.7 Vérification à l'ELS :

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

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

En travée :

$M_{t \max} = 6,79 \text{ [KN m]}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho_1 = 1,087 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow K_1 = 19,84$$

Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t \max}{\beta_1 b_0 A_s} = \frac{6,79 \times 10^3}{0,8565 \times 12 \times 2,35} = 281,12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{281,12}{19,84} = 14,16 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Aux appuis

$$M_{a \max} = 6,08 \text{ [KN m]}$$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est $A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,04$$

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,8585 \rightarrow K_1 = 20,39$$

Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a \max}{\beta_1 b_0 A_s} = \frac{6,08 \times 10^3}{0,8585 \times 12 \times 2,26} = 261,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{261,14}{20,39} = 12,80 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

- **Conclusion :**

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

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

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M'_s}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$

Avec:

L: portée libre de la poutrelle

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,062$ → condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,049 < \frac{6,79}{10 \times 8,79} = 0,077$ → condition non vérifiée
- $\frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$ → condition vérifiée

• **Conclusion :**

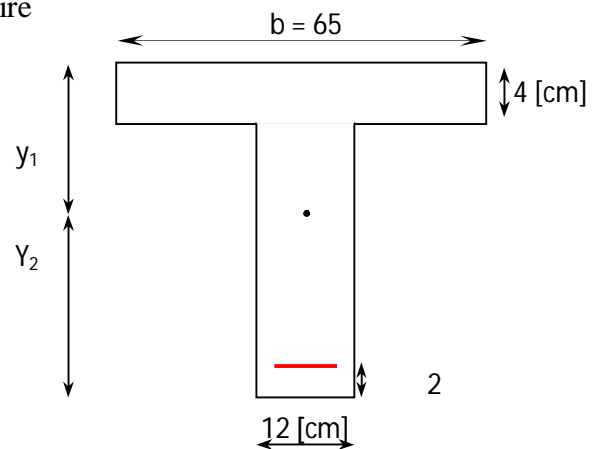
Donc la justification de la flèche est obligatoire

❖ **Calcul de la flèche :**

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_f^v} < \frac{L}{500}$$

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_f^i} < \frac{L}{500}$$



E_v : Module de déformation différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ [cm}^4\text{]}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + (b \times h_0) + 15 \times A_t = 12 \times (20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \rightarrow y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ [cm]}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 281,12 + 2,1} = 0,75$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fi} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 3,74 \times 0,75} = 5782,80 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,49 \times 0,75} = 10391,29 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_i = \frac{6,79 \times 10^5 \times (4,05 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 5782,80 \times 10^4} = 0,59 \text{ [cm]}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ [cm]} \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{6,79 \times 10^5 \times (4,05 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,86 \times 10391,29 \times 10^4} = 0,99 \text{ [cm]}$$

Mais si des étais intermédiaires sont prévus lors de l'exécution des travaux, on peut associer un supplément de rigidité résultant de la présence du corps creux pour une réduction de la flèche totale estimée à 20% pour $h_t \leq 20[\text{cm}]$ (Art.6.8-424_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$f_v = 0,99 - \frac{0,99 \times 20}{100} = 0,79[\text{cm}] \rightarrow f_v < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

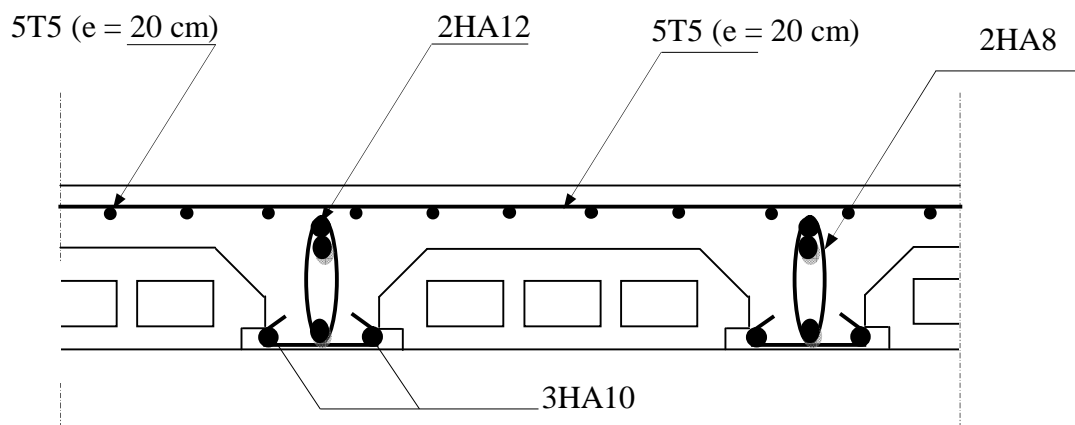


Fig .III.12- Plan de ferrailage du plancher

III 2 Calcul du balcon:

Dans notre projet ,nous disposons de balcons réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ces deux extrémités

III 2.1 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

a) *Dimensionnement :*

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

$$\text{La hauteur} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

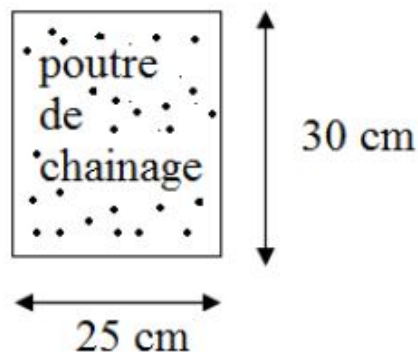
$$\text{La largeur} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$$L = 435 - 30 = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \quad \Longrightarrow \quad 27 \leq h \leq 40,5 \quad \Longrightarrow \quad \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad \Longrightarrow \quad \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$$



b) *Détermination Des Sollicitations :*

1) *Charge permanentes :*

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur (simple cloison) : $3,06 - 0,30 \times 1,30 = 3,588 \text{ KN/ml}$.

Poids du plancher : $5,10 \times 0,65/2 = 1,66 \text{ KN/ml}$.

$$G_t = 7,123 \text{ KN/ml}$$

2) *Surcharge d'exploitation :*

$$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml.}$$

3) *Combinaison de charge :*

$$\text{A l'ELU : } qu = 1.35 G + 1.5 Q \quad \Rightarrow \quad qu = 11,32 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } qs = G + Q \quad \Rightarrow \quad qs = 8,263 \text{ KN/ml.}$$

III 2.2 Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

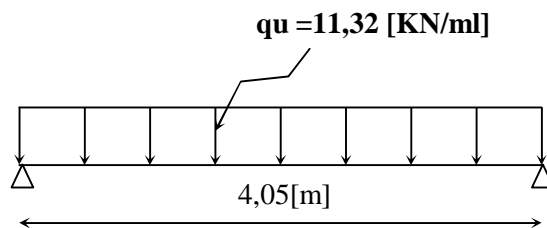


Fig.III.2.2 Schéma isostatique

➤ **Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semi encastré ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{11,32 \times 4,05^2}{8} = 19,73 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{11,32 \times 4,05^2}{8} = 6,96 \text{ KN m}$$

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,32 \times 4,05}{2} = 22,923 \text{ KN}$$

III 2.3 Calcul des armatures à l'ELU :

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{19,73 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,076 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,73 \times 10^5}{0.960 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 2,18 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 = 3,39 cm²

Aux appuis :

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

$$\mu = \frac{6,96 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,026 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,96 \times 10^5}{0.987 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 = 2,35 cm²

III 2.4 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A 4.2.1/BAEL 91):

$$A_{\min} = \left[0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \right] \times d \times b$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 27 \times 25 = 0,81$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.03 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

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

$$\tau = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec } (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 1,2 = 113 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,923 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113} = 0,83 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

c) Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{22,923 \times 10}{25 \times 27} = 0,339 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right] \quad \bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,339 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Dans le béton : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 22,923 \leq 0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Au niveau des aciers : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(22,923 + \frac{-6,96}{0,9 \times 0,27} \right) = -0,016 \leq 0$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

Donc l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset x f_e}{4 x \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_{cr} = 0.4 L_s \quad L_{cr} = 0.4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

Soit $L_{cr} = 15 \text{ cm}$

e) Calcul des armatures transversales : (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_1 \right\} = \leq \min \{ 0,857, 2,5, 1,2 \} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \implies \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ Mpa} \implies \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ Mpa} > 0,40 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**• En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \text{ cm} \right) = \min (7,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \implies \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm.}$$

• En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \implies \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

e) Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S \times b \times t$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \implies \text{(condition vérifiée)}$$

III 2.5 Vérification à L'ELS :

$$qs = G + Q \implies qs = 8,263 \text{ KN/ml.}$$

1) Calcul des efforts :**Les moments :**

En tenant compte de semi encastrement :

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{qs \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{8,263 \times 4,05^2}{8} = 14,40 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{qs \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{8,263 \times 4,05^2}{8} = 5,08 \text{ KN m}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qs \times l}{2} = \frac{8,263 \times 4,05}{2} = 16,73 \text{ KN}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 27}$$

$$\rho_1 = 0,290 \longrightarrow \beta_1 = 0,915 \longrightarrow K_1 = 43,82 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,022$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{5,08 \times 10^6}{0,915 \times 270 \times 2,35 \times 10^2} = 87,50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 87,50 \times 0,022 = 1,92 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27}$$

$$\rho_1 = 0,418 \longrightarrow \beta_1 = 0,901 \longrightarrow K_1 = 35,50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{14,40 \times 10^6}{0,901 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 174,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 174,61 \times 0,028 = 4,89 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma = 174,61 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
 - $\frac{A_t}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
-
- $\frac{30}{405} = 0,074 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 - $\frac{h}{L} = 0,074 \geq \frac{14,4}{10 \times 20,23} = 0,071 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 - $\frac{A_t}{b d} = \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$

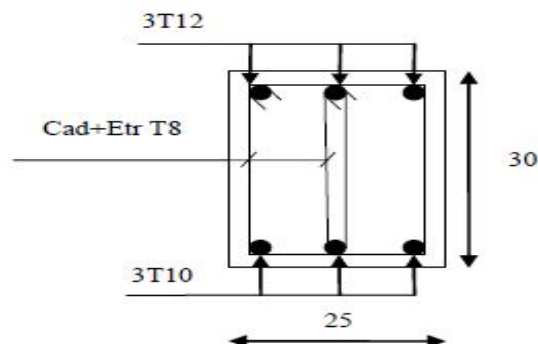


Figure (III.2.4) : Ferrailage de la poutre de chainage.

III.3-Calcul de porte à faux :

La porte à faux à calculer est en dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur : 1,50 [m]

Longueur : 3,50 [m]

La porte à faux est considéré comme une console en béton armée encastrée au niveau de la poutre de rive, elle est réalisée en dalle pleine

III.3.1-Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15[\text{cm}]$$

On prend : $e = 18[\text{cm}]$

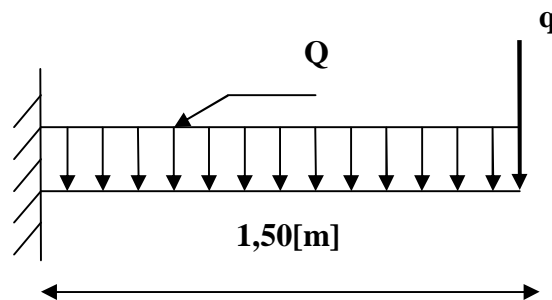


Fig III.3.1 - Schéma statique de la porte à faux

III.3.2-Détermination des charges et surcharges :

a-charges permanentes :

La dalle

$$G = 5,15[\text{KN}/\text{m}^2]$$

Mur extérieur

$$G = 2,36[\text{KN}/\text{m}^2]$$

b-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 [\text{KN}/\text{m}^2]$$

III.3.3-Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

III.3.3.1-Combinaison des charges : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$\text{Dalle: } q_u = [1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5] \times 1 = 12,20 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_u = [1,35 \times 2,36 \times 2,91] \times 1 = 9,27 \text{ [KN]}$$

III.3.3.2-Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant:

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

a-Moment provoqué par la charge Q_U

$$M_{Q_U} = \frac{Q_U \cdot l^2}{2} = \frac{12,20 \times 1,5^2}{2} = 13,72 \text{ [KN m]}$$

b-Moment provoqué par la charge q_u

$$M_{q_u} = q_u \times l = 9,27 \times 1,5 = 13,90 \text{ [KN m]}$$

c-Le moment total : $M_u = M_{Q_U} + M_{q_u} = 27,62 \text{ [KN m]}$

d-Effort tranchant:

$$T_u = Q_U \cdot l + q_u = 12,20 \times 1,5 + 9,27 = 27,57 \text{ [KN]}$$

III.3.3.3-Calcul des armatures à ELU :

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

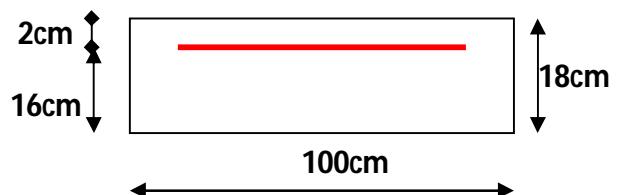
$$b = 100 \text{ [cm]} ; h = 18 \text{ [cm]} ; d = 16 \text{ [cm]} ; c = 2 \text{ [cm]}.$$

a-Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,62 \times 10^5}{100 \times 16^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,62 \times 10^5}{0,960 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 5,16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 5HA12/ml \rightarrow 5,65 [cm²/ml] ;

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ [cm]}$$

b-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA10/ml \rightarrow 3.16 [cm²/ml] ;

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ [cm]}$$

III.3.3.4-Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 16 \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_s = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,932 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ condition vérifiée

b-Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

b.1-Efforts tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27,57 \times 10}{100 \times 16} = 0,172 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ [MPa]} \right\} = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u = 0,172 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \rightarrow$ Condition vérifiée

b.2-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{27,57 \times 10 \times 1,15}{400} = 0,792 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,792 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b.d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 100 \times 16 = 1066,66 \text{ [KN]}$$

$$V_u = 27,57 \text{ [KN]} < 1066,66 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes d'adhérence à l'entrainement des barres (BAEL91/ Art 6.1,3):

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,57 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,01 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

e) Calcul de la longueur de scellement droit : (Art. A.6.1,23/BAEL91) :

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

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

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ [cm]}$$

$$\text{On prend } \rightarrow L_S = 45 \text{ [cm]}$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à :

- $0,4L_S$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253).

$$L_C = 0,4L_S$$

$$L_C = 0,4 \times 45 = 18 \text{ [cm].}$$

f) Espacement des barres :

Armatures principales

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ [cm]}) \quad \text{avec } S_t = 20 < 33 \text{ [cm]} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ [cm]}) \quad \text{avec } S_t = 25 < 45 \text{ [cm]} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.5-Vérification à l'ELS :**III.3.5.1-Combinaison des charges : $Q_S = G + Q$**

$$\text{Dalle } Q_S = [5,15 + 3,5] \times 1 = 8,65 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{Mur extérieur } q_s = 2,36 \times 2,91 \times 1 = 6,87 \text{ [KN]}$$

III.3.5.2-Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant:

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

a-Moment provoqué par la charge Q_S

$$M_{Q_S} = \frac{Q_S \cdot l^2}{2} = \frac{8,65 \times 1,50^2}{2} = 9,73 \text{ [KN m]}$$

b-Moment provoqué par la charge q_s

$$M_{q_s} = q_s \times l = 6,87 \times 1,50 = 10,30 \text{ [KN m]}$$

c- Le moment total :

$$M_s = M_{Q_s} + M_{q_s} = 10,30 + 9,73 = 20,03 \text{ [KN m]}$$

d-Effort tranchant:

$$T_s = Q_s \cdot l + q_s = 8,65 \times 1,50 + 6,87 = 19,71 \text{ [KN]}$$

III.3.5.3 Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,03 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,055$$

$$\mu_1 = 0,055 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = 0,055 \Rightarrow \beta_1 = 0,700$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,03 \times 10^3}{0,700 \times 16 \times 348} = 5,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s^{\text{ELU}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{ELS}} = 5,14 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

III.3.5.4 Vérification des contraintes*a) Vérification des contraintes dans l'acier :*

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\beta_1 = 0,908 \rightarrow K_1 = 39,35$$

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

$$\sigma_s = \frac{20,03 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 565} = 244,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ La section d'acier est vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_b = K \sigma_s$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,35} = 0,025$$

$$\sigma_b = 0,025 \times 244,02 = 6,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,10 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

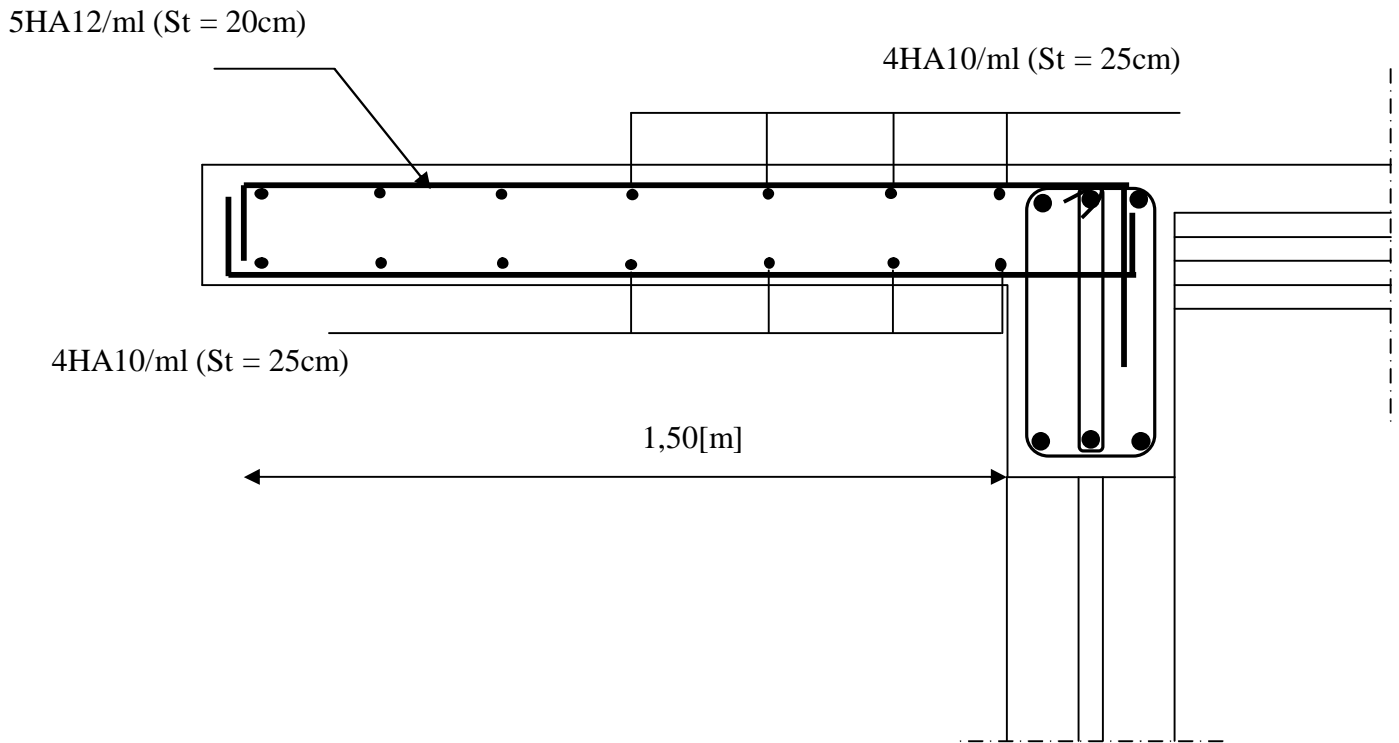
III.3.5.5-Vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.5.6-Vérification de la flèche : (Art. B.6.5,2/BAEL91)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{17,78}{10 \times 17,78} = 0,1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 12} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$



III 3-3 Ferrailage de porte à faux

III 4 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et une poussée latérale Q dû à la main courante engendrant un mouvement de renversement M dans la section d'encastrement.

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

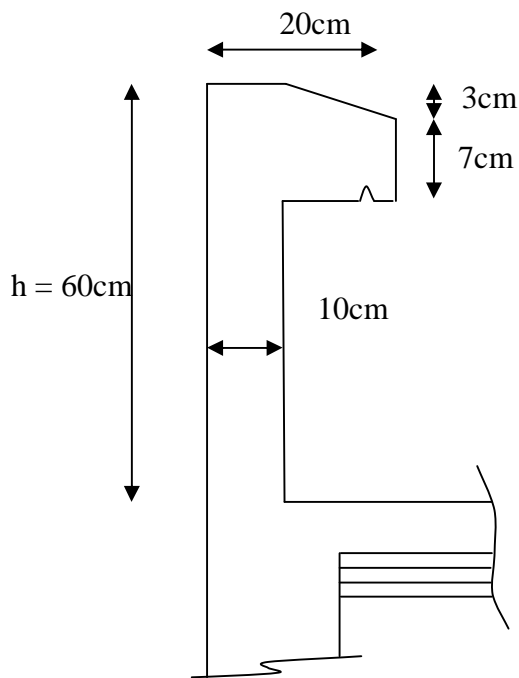


Fig .III .4.1-Coupe verticale de l'acrotère

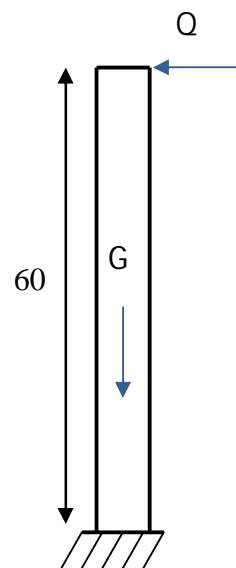


Fig.III.4.2-Schéma statique de l'acrotère

III.4.1 calcul des sollicitations

a) Calcul des efforts :

➤ Effort normal dû au poids propre :

Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b \cdot S \cdot 1m$

$$G = 25 \times (0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times \frac{0,03}{2}) = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section de l'acrotère.

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.712 \text{ KN/ml}$$

-Diagramme des efforts internes :

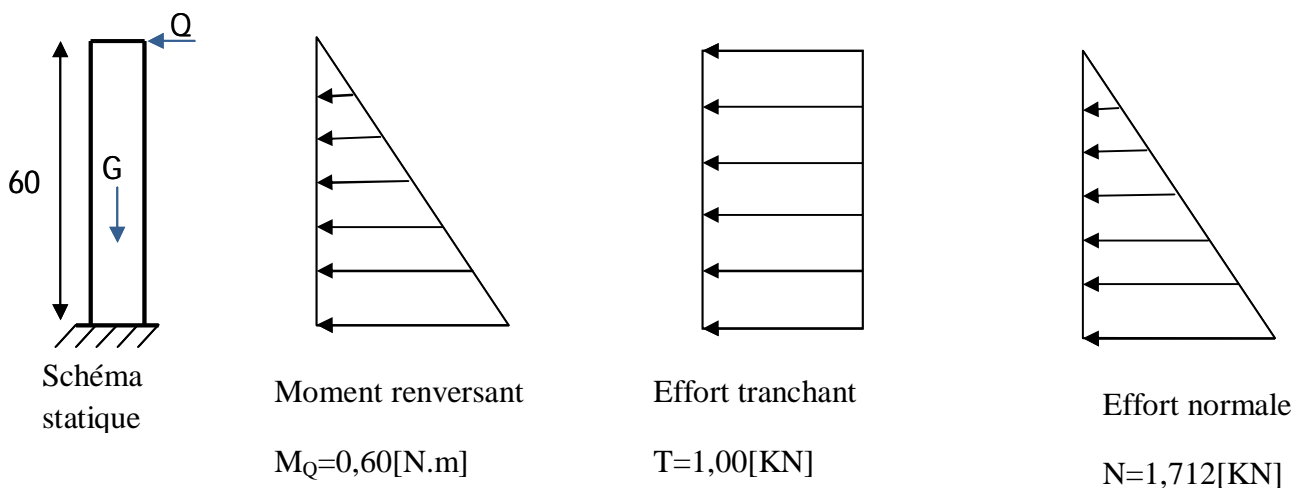


Fig.III.4.3-Diagramme des efforts internes

b) Combinaison de charge :

A l'ELU :

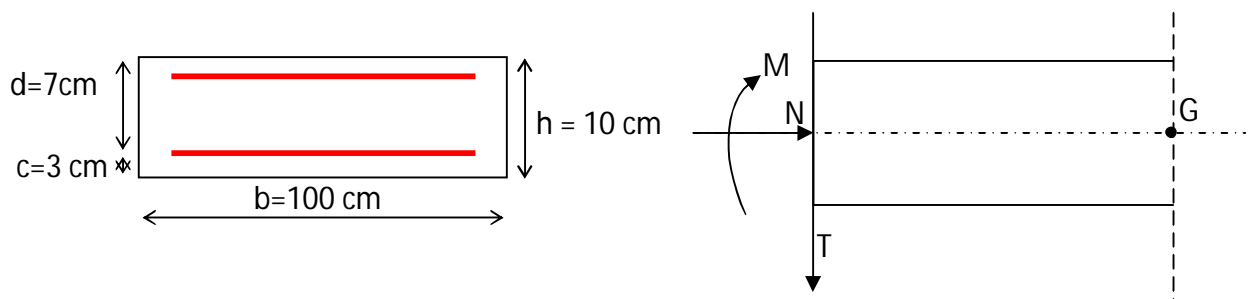
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ (KN)} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ (KN.m)} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1.00 = 1.50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 1.712 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ (KN.m)} \\ T_s = T = 1,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.4.2 Ferrailage de l'acrotère:

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



h : Epaisseur de la section.

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

$d = h - c$: Hauteur utile

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

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c'$ → le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et N est un effort de compressions, d'où la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait en deux étapes ; la première fictive en flexion simple puis on retourne à la section réelle en flexion composée.

b) Armatures principales :**b.1-Section des armatures fictives (en flexion simple) :**

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec a : distance entre le C_p et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 0,389 + 0,2 = 0,409 \text{ m.}$$

$$M_f = N_U \cdot a = 2,311 \times 0,409 = 0,945 \text{ KN m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,945 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^5}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

b.2-Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,39 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On prend \rightarrow 5HA8/ml $\rightarrow A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

c) Armatures de répartition :

$$A_r \geq A_{st} / 4$$

$$A_r = \frac{251}{4} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On prend \rightarrow 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.3 Vérifications à l'ELU:

a-Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4.2.1/BAEL 91):

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,445 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

b-Vérification au cisaillement : (Art A.5.2.1 / BAEL 91) :

La fissuration étant préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau} = \frac{0,07.f_{cj}}{\gamma_b} \quad \bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,189 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n.\pi.\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

d-Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$

- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$

e-Ancrages des barres :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ MPa} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

III.4.4 Vérification à L'E.L.S :

$$M_s = 0.6 \text{ KN m} ; N_s = 1,7125 \text{ KN.} ; e_s = 35 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - c' = 2 \text{ cm} \quad e_s = 35 > e_0 = 2 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée donc la vérification est nécessaire.

On dispose de deux manière pour vérifier, soit on fait une vérification de contraintes soit on procède à un calcul d'armatures à l'ELS et on compare avec celui à l'ELU et on prend le maximum sans oublier $A_{st \text{ min}}$.

a-Section d'armatures fictives :

$$M_{fs} = N_s \cdot a = N_s (e_s + 0,5 h - c) = 1,7125 \times (35 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ [KN m]}$$

$$M_s = \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \bar{\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\text{Avec: } \eta = 1,6 \rightarrow \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ [MPa].}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$M_s = \frac{1000 \times 70^2}{2} \times 15 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times 10^{-6} = 15,96 \text{ KN.m}$$

$M_s > M_f \rightarrow$ section fictive simplement armée.

Les armatures fictives :

$$A_{fs} = \frac{M_{fs}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,63 \times 10^5}{0,9 \times 7 \times 201,63 \times 10^2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures réelles :

$$A_{st} = A_{fs} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,49 - \frac{1,7125 \times 10}{201,63} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions : $A_r \geq \frac{A_{st}}{4}$

- **Conclusion :**

\rightarrow Armatures principales : 5HA8/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

\rightarrow Armatures de répartitions : 5HA8/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas.

$A = 0,15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$C_p = 0,3$ (tableau 6.1 /RPA 99) .

W_p : poids de l'élément.

$W_p = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$.

Donc : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,7125 = 0,30 \text{ [KN/ml]} < Q = 1 \text{ [KN/ml]}$.

- **Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment

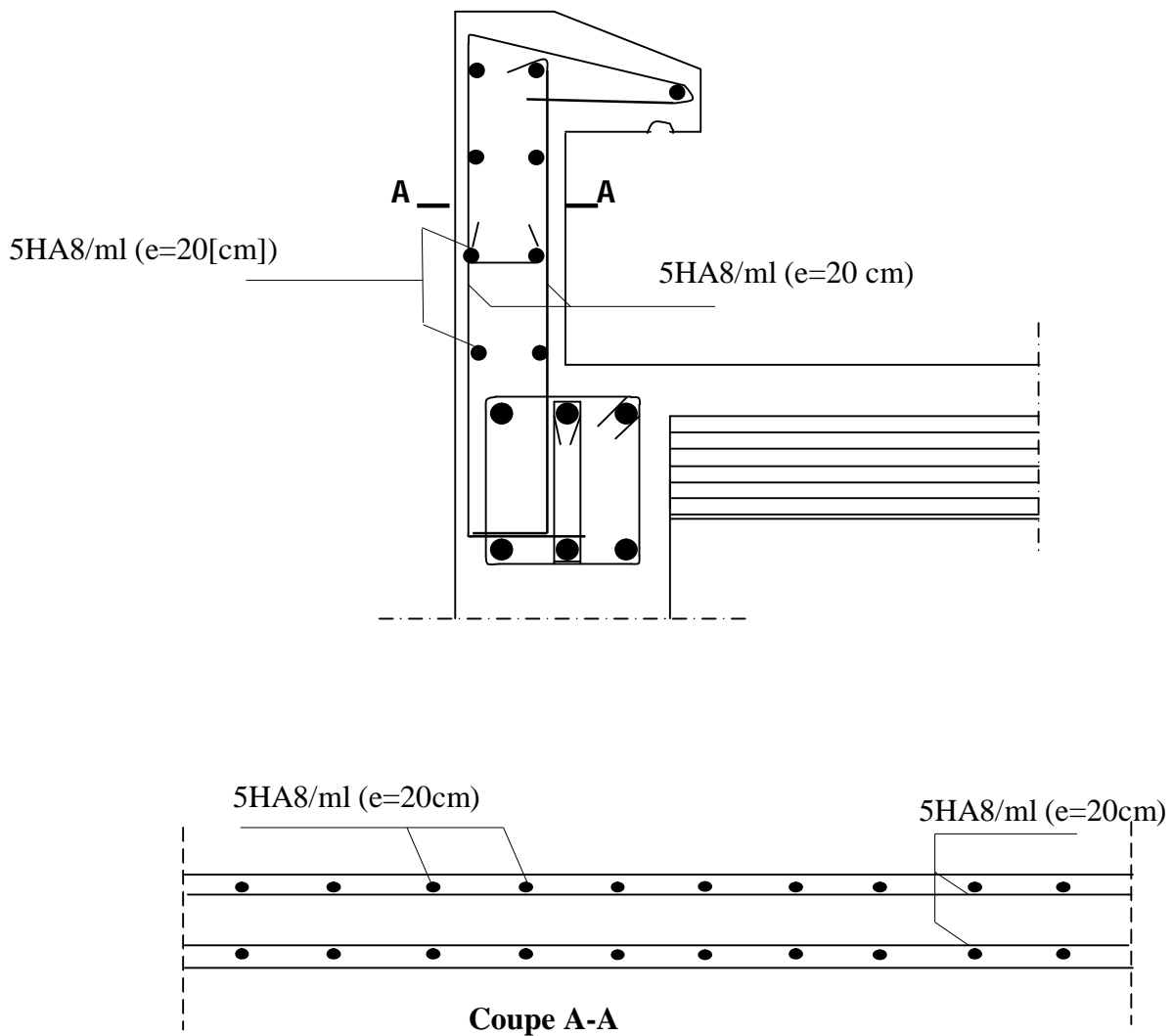


Fig III 4 .2 -Plan ferrailage de l'acrotère

III.5 Calcul de la salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur muni d'une dalle pleine de dimension (2.20x2.20) m² repose sur quatre appuis.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La vitesse d'entraînement $V = 1$ m/s

III 5.1 Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_t \geq 12$ cm; on prend : **$h_t = 15$ cm.**

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

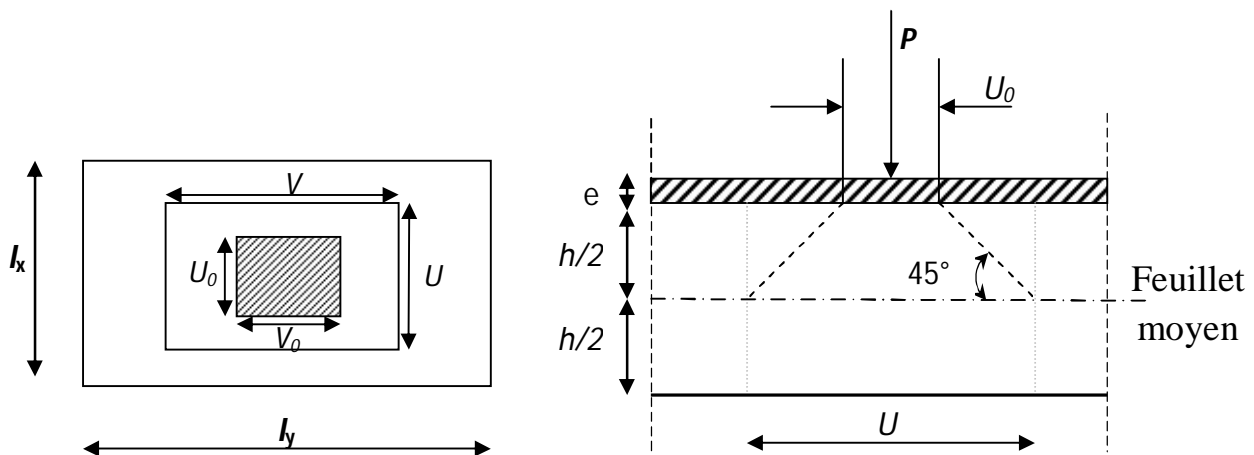


Fig III.5.1-schéma statique de la salle machine

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2 \xi e + h_t \\ V = V_0 + 2 \xi e + h_t \end{cases}$$

Avec :

ξ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton on le prend égal à 1).

$h_t = 15\text{cm}$; $e=5\text{cm}$ (Épaisseur du revêtement).

($U_0 \times V_0$) zone dans laquelle P est concentrée.

$U_0 = 80\text{cm}$; $V_0 = 80\text{cm}$

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

III 5.2 Evaluation des moments :

1) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = P_u \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = P_u \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec:

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/l_x) ; (V/l_y) dans les abaques de PIGEAUD

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,20}{2,20} = 1 \quad \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{220} = 0,477 \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,477$$

$$\text{Après interpolation : } \begin{cases} M_1 = 0.103 \\ M_2 = 0.103 \end{cases}$$

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$P_u = 1,35.P + 1,5.Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 [KN.m]$$

$$M_{x1} = P_u.M_1 = 121,5 \times 0,103 = 12,51 [KN.m]$$

$$M_{y1} = P_u.M_2 = 121,5 \times 0,103 = 12,51 [KN.m]$$

- **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$P_s = .G = 90 [KN.m]$$

$$M_{x1} = P_s.(M_1 + \nu.M_2) = 90 (0,103 + 0,2 \times 0,103) = 11,12 [KN m]$$

$$M_{y1} = P_s.(M_2 + \nu.M_1) = 90 (0,103 + 0,2 \times 0,103) = 11,12 [KN m]$$

2) Moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

Poids propre de la dalle $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0368 \times 6,56 \times (2,2)^2 = 1,17 [KM.m]$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 1,17 = 1,17 [KN.m]$$

- **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (2,2)^2 = 1,02 \text{ [KM.m]}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 1,02 = 1,02 \text{ [KN.m]}$$

❖ Superposition des moments :

- ELU

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,51 + 1,17 = 13,68 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,51 + 1,17 = 13,68 \text{ KN m}$$

- ELS

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,12 + 1,02 = 12,14 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,12 + 1,02 = 12,14 \text{ KN m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée). Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- En travée :

$$M_{xt}^u = 0,85 \times 13,68 = 11,63 \text{ [KN m]}$$

$$M_{yt}^u = 0,85 \times 13,68 = 11,63 \text{ [KN m]}$$

- Aux appuis :

$$M_{xa}^u = 0,3 \times 13,68 = 4,10 \text{ [KN m]}$$

$$M_{ya}^u = 0,3 \times 13,68 = 4,10 \text{ [KN m]}$$

III-5-3 Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($d_x = 13\text{cm}$ et $d_y = 12\text{cm}$).

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire

Sens X-X :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{xt}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,63 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{xt} = \frac{M_{xt}^u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,63 \cdot 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10** = 3,14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,10 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,017 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_{xa} = \frac{M_{xa}^u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,10 \cdot 10^3}{0,9915 \times 13 \times 348} = 0,91 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **4HA10** = 3.14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

Sens Y-Y :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{yt}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,63 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{yt} = \frac{M_{yt}^u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,63 \cdot 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **4 HA 10** = 3,14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,10 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,017 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_{xa} = \frac{M_{xa}^u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,10 \cdot 10^3}{0,9915 \times 13 \times 348} = 0,91 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **4HA10** = 3.14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

III.5.4 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4 / BAEL91)

- *En travée :*

Armatures inférieures :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$W_x = \frac{A_x}{b.h}$$

$$A_{\min} \geq W_0 \times b \times h \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

Avec :

W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction égal à 0,8 ‰ pour H.A

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,44$$

$$A_{tx} = 3,14 [cm^2] \geq 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 [cm^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures supérieures :

$$A_{ty} = 3,14 [cm^2] > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 [cm^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- *Aux appuis :*

Armatures inférieures :

$$A_{ax} = 3,14 cm^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 [cm^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures supérieures :

$$A_{ay} = 3,14 cm^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 [cm^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre maximal des barres:

Nous devons vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ [mm]} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ [mm]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Espacement des armatures :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentré.

✓ **Armatures supérieures :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ [cm]}) = 33 \text{ [cm]}$$

$$S_t = 25 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armatures inférieures:**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ [cm]}) = 25 \text{ [cm]}$$

$$S_t = 25 \text{ [cm]} \leq 25 \text{ [cm]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage des appuis avec $U = V$,

$$\text{Au niveau de } U \rightarrow V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{121,5}{3,15} = 38,57 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Au niveau de } V \rightarrow V_u = \frac{P}{3U} = 38,57 \text{ [KN.m]}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification au poinçonnement (BAEL91/Art : A.5.2.42) :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan de feuillet moyen

$$\mu_i = 2(U + V) = 4,2 \text{ [m]}$$

$$q_u = 121,5 \text{ [KN]} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

III.5.5-Vérification à l'E.L.S:

Pour la vérification à l'ELS il suffit de calculer les armatures à l'ELS et les comparer avec celles trouvées à l'ELU

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, les moments seront affectés des coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- En travée :

$$M_{xt}^s = 0,85 \times 12,14 = 10,32 \text{ [KN m]}$$

$$M_{yt}^s = 0,85 \times 12,14 = 10,32 \text{ [KN m]}$$

- Aux appuis :

$$M_{xa}^s = 0,3 \times 12,14 = 3,64 \text{ [KN m]}$$

$$M_{ya}^s = 0,3 \times 12,14 = 3,64 \text{ [KN m]}$$

a) Armatures à l'ELS

Sens X-X :

- En travée :

$$\mu_1 = \frac{M_{xt}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,043 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,764$$

$$A_{xt} = \frac{M_{xt}^s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{0,764 \times 13 \times 348} = 2,98 \text{ [cm}^2\text{]} < 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis

$$\mu_1 = \frac{M_{xa}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,64 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,828$$

$$A_{xa} = \frac{M_{xa}^s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,64 \cdot 10^3}{0,828 \times 13 \times 348} = 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} < 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Sens Y-Y :**- En travée :**

$$\mu_1 = \frac{M_{yt}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,043 \quad \rightarrow \text{S.S.A} \quad \rightarrow \beta = 0,764$$

$$A_{yt} = \frac{M_{yt}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{0,764 \times 13 \times 348} = 2,98 \text{ [cm}^2\text{]} < 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis :

$$\mu_1 = \frac{M_{xa}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,64 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 \quad \rightarrow \text{S.S.A} \quad \rightarrow \beta = 0,828$$

$$A_{xa} = \frac{M_{xa}^s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,64 \cdot 10^3}{0,828 \times 13 \times 348} = 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} < 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les armatures calculée a l'ELU sont suffisantes

b) Vérification des contraintes dans le béton :**Sens x-x et yy:****• En travée :**

$$M_s = 10,32 \text{ KN m , } A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10,32 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,92 \times 100} = 219,88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{219,88}{48,29} = 4,55 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_s = 3,64 \text{ KN m , } A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,245 \rightarrow \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,64 \times 10^6}{0,9163 \times 130 \times 3.14 \times 100} = 97.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{97.32}{48.29} = 2,01 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

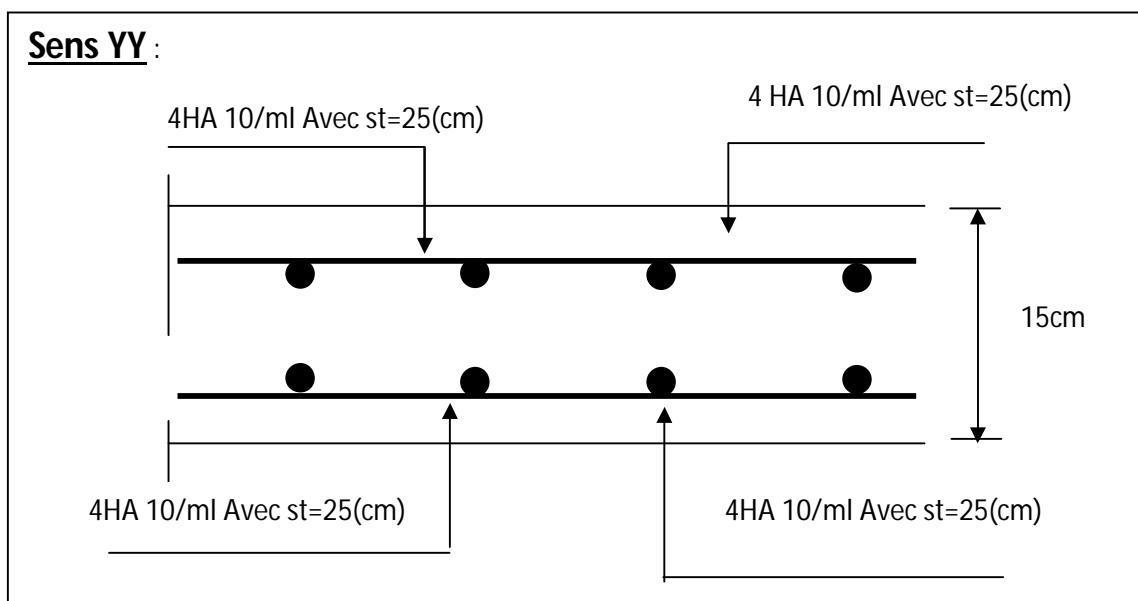
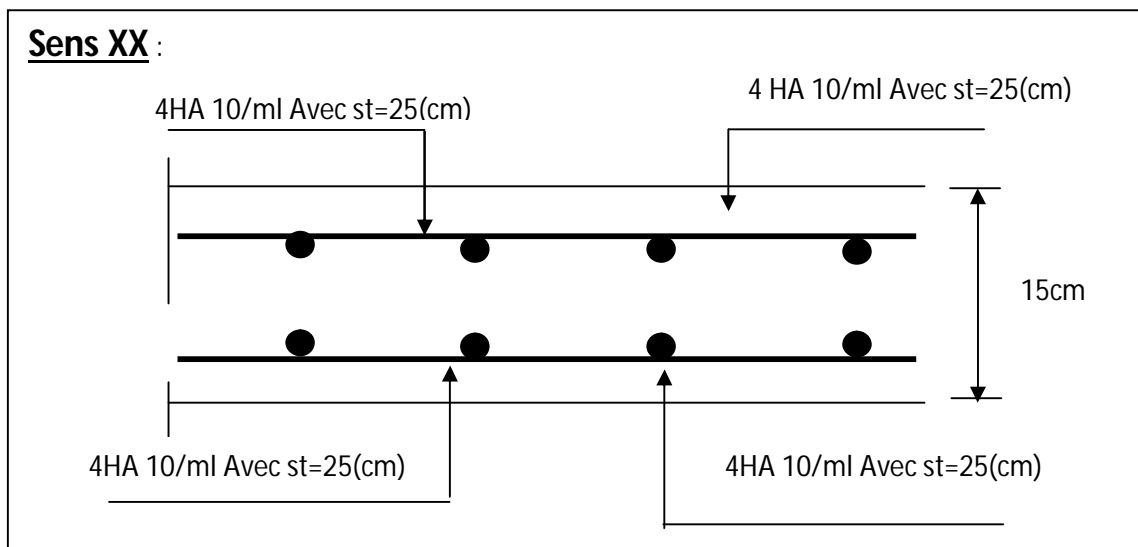


Fig III.5.2- Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.6-CALCUL DES ESCALIERS :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place

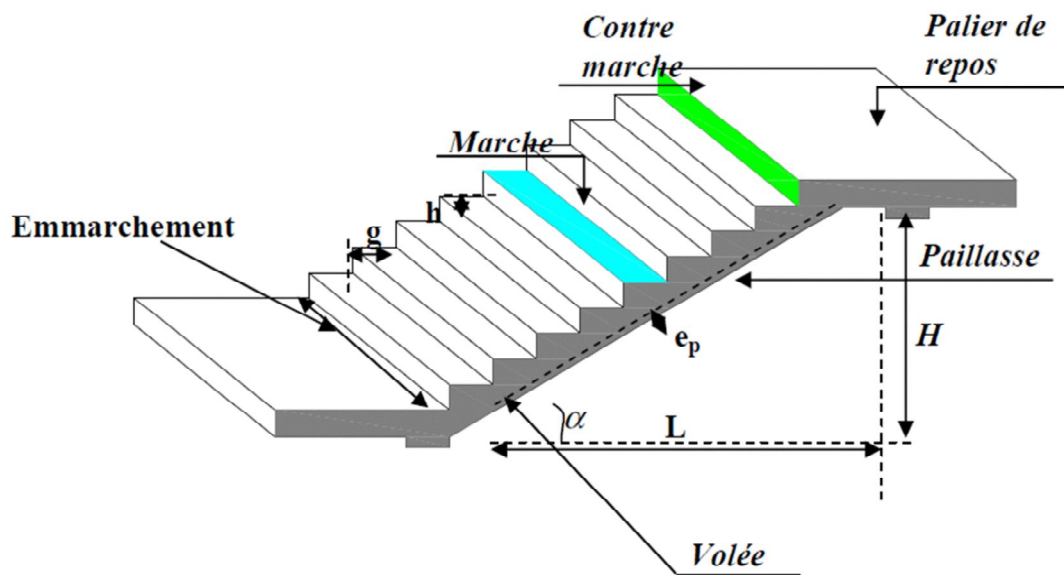


Fig III.6.1 Principaux termes relatifs à un escalier

g : giron (largeur des marches)

h : hauteur de contre marche,

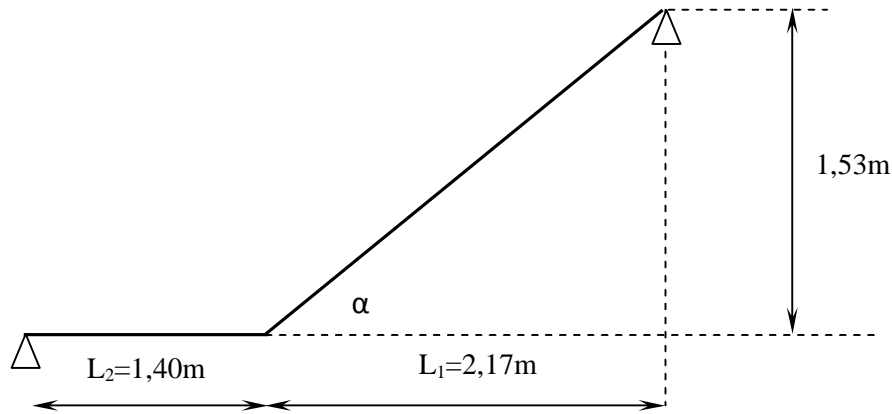
e_p : épaisseur de la paillasse et du palier,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée,

III.6.1-Dimensionnement de l'escalier :

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de BLONDEL :



FigIII.6.2-Schéma statique

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant Compte des dimensions données sur le plan.

a) marches et contremarches :

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
 $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend **$h = 17\text{cm}$**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche} \quad n : \text{nombre des contre marches.}$$

$$n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches} \quad n-1 : \text{nombre des marches.}$$

b) Calcul du giron

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{217}{8} = 27,12[\text{cm}]$$

on prend $g = 27 \text{ cm}$

c) Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 [\text{cm}] \leq g + 2h \leq 65 [\text{cm}]$$

$$59 [\text{cm}] \leq 27 + 2 \times 17 \leq 65 [\text{cm}]$$

$$59 [\text{cm}] \leq 61 \leq 65 [\text{cm}]$$

→ La relation est vérifiée

III.6.2-Dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : Longueur du palier et de la paillasse.

L' : Longueur réelle de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{217} = 0,705 \quad \rightarrow \alpha = 35,18^\circ$$

$$L' = \frac{2,17}{\cos 35,18} = 2,655 \text{ [m]} ; L_2 = 1,23 \text{ [m]}$$

$$L_0 = 2,655 + 1,40 = 4,05 \text{ [m]}$$

$$\frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20} \quad \rightarrow 13,5 \text{ [cm]} \leq e_p \leq 20,25 \text{ [cm]}$$

Nous prenons: $e_p = 15 \text{ [cm]}$

- **Conclusion :**

Nous prenons une épaisseur de 15 [cm] pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.6.3-Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple

- Charges permanentes :

Paillasse :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,15}{\cos 35,18}$	4,588
P. propre des marches	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,125
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,01	0,22
Enduit ciment	22	$\frac{1 \times 0,02}{\cos 35,18}$	0,538
Garde corps	/	/	0,20
Charge permanente	$G = \Sigma G_i$		8,23

Palier :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre du palier	25	1x0,15	3,75
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,02	0,44
Enduit ciment	22	1x0,02	0,44
Charge permanente	$G = \Sigma G_i$		5,19

III.6.3.2- Combinaisons des charges à l'ELU:

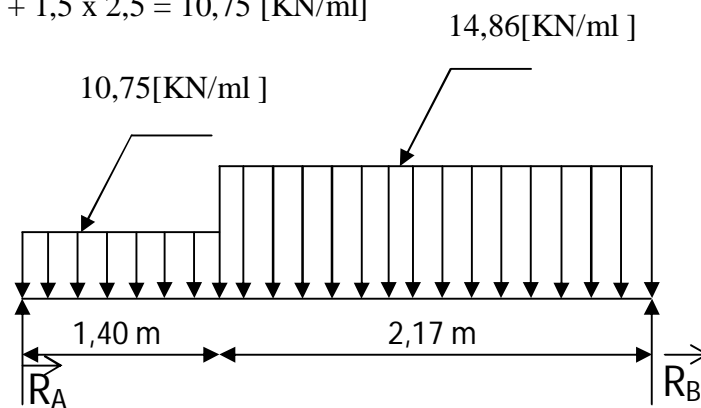
$$q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

a) La volée :

$$q_u = 1,35 \times 8,23 + 1,5 \times 2,5 = 14,86 \text{ [KN/ml]} \quad (Q = 2,5 \text{ KN/ml donnée par le CBA})$$

b) Le palier :

$$q_u = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 2,5 = 10,75 \text{ [KN/ml]}$$



FigIII.6.3-Schéma statique de calcul à l'ELU.

Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,86 \times 2,17 + 10,75 \times 1,40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47,29 \text{ [KN]}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 14,86 \times 2,17^2/2 + 10,75 \times 1,40 \times (1,40/2 + 2,17) - R_A \times 3,57 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 21,89 \text{ [KN]}$$

$$R_B = 25,40 \text{ [KN]}$$

Efforts internes :

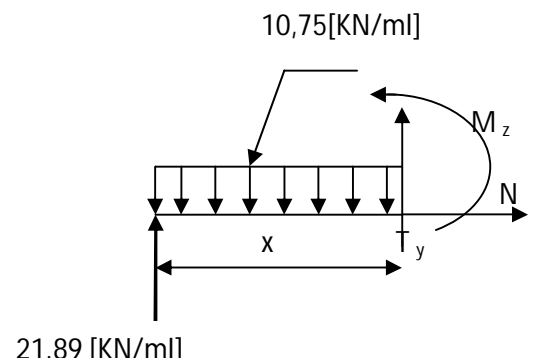
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,40$

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN m]} \\ x = 1,40 & , \quad M(x=1,40) = 20,11 \text{ [KN m]} \end{cases}$$

Effort tranchant :

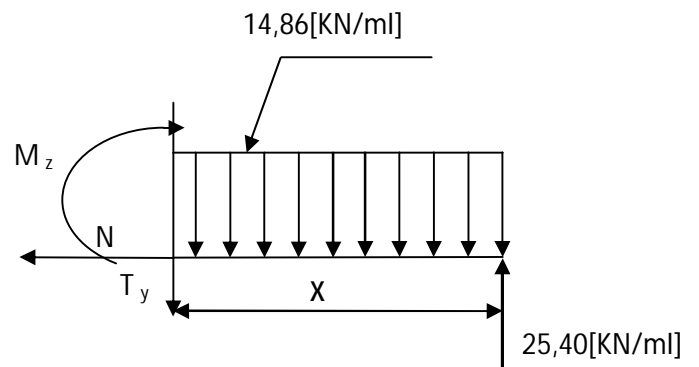
$$\begin{cases} x = 0 & , \quad T(x=0) = -21,89 \text{ [KN]} \\ x = 1,40 & , \quad T(x=1,40) = -6,84 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,17$** **Moment fléchissant :**

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN m]} \\ x = 2,17 & , \quad M(x=2,17) = 20,11 \text{ [KN m]} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad T(x=0) = 25,40 \text{ [KN]} \\ x = 2,17 & , \quad T(x=2,17) = -6,84 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**Moment maximum :**

$$T(x=0) \Rightarrow R_B - q_u x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_u} = \frac{25,40}{14,86} = 1,71 \text{ [m]}$$

$$X = 1,71 \text{ [m]}$$

$$\rightarrow M_{u \max} = 25,40 \times 1,71 - 14,86 \times \frac{1,71^2}{2} = 21,70 \text{ KN.m}$$

Remarque :

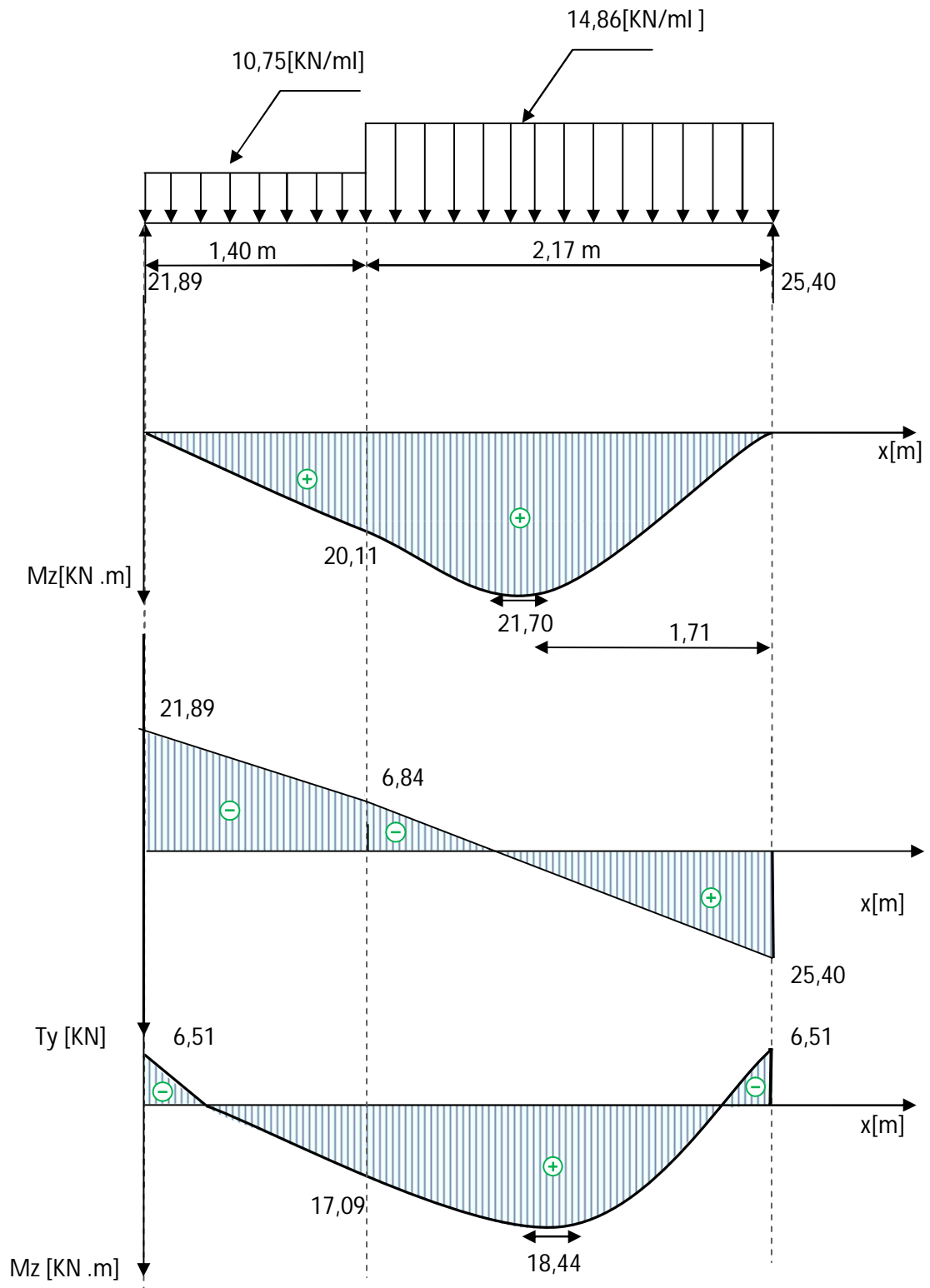
Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_A = (0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times 21,70 = -6,51 \text{ [KN.m]}$$

Le moment en travée :

$$M_t = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times 21,70 = 18,44 \text{ [KN.m]}$$

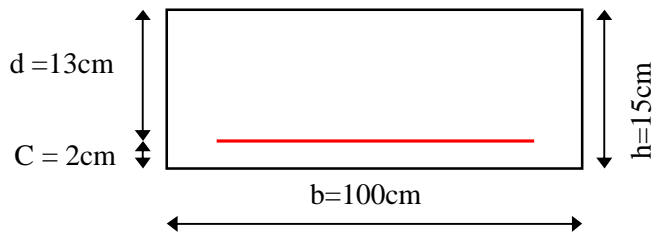


FigIII.6.4-diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.4- Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

$$B = 100[\text{cm}] ; h = 15[\text{cm}] ; d = 13 [\text{cm}] ; c = 2[\text{cm}]$$



III.6.4.1- Les moments max en travée et sur appuis sont comme suite :

$$M_t = 18,44 [\text{KN m}] \quad M_a = 6,51 [\text{KN m}]$$

a- En travée :

a.1-Armatures principales

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \mu = \frac{18,44 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu = 0,076 \rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,44 \times 10^4}{0,960 \times 130 \times 348} = 4,24 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_t = 5T12/\text{ml} = 5,65 [\text{cm}^2] \quad \text{avec espacement } S_t = 20 [\text{cm}] .$$

a.2-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_r = 5T10/\text{ml} = 3,93 [\text{cm}^2] \quad \text{avec } \rightarrow S_t = 20 [\text{cm}]$$

b-Sur appuis :

b.1-Armatures principales

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \mu = \frac{6,51 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_t} \quad A_a = \frac{6,51 \times 10^4}{0,9865 \times 130 \times 348} = 1,45 [\text{cm}^2]$$

Soit : $A_a = 5T12/ml = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]}$ avec $\rightarrow S_t=20 \text{ [cm]}$

b.2-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{3} = \frac{5.65}{3} = 1,88 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $A_r = 5T10/ml = 3.93 \text{ [cm}^2\text{]}$ avec $\rightarrow S_t=20 \text{ [cm]}$

III.6.5- Vérification à l'E.L.U:

a-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ **En travée:** $A_t=5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min}=1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$ \rightarrow Condition vérifiée

✓ **Aux appuis:** $A_a=5.65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min}=1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$ \rightarrow Condition vérifiée

b-Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{25,40 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,195 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; [5 \text{ MPa}] \right\} = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u = 0,195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

c-Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,40 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,152 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,152 [MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

d-Calcul de la longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa].$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 [cm]$$

$$\text{On prend } \rightarrow L_S = 45 [cm]$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à :

- $0,4L_S$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253).

$$L_C = 0,4L_S$$

$$L_C = 0,4 \times 45 = 18 [cm].$$

III.6.6- Calcul à l'ELS :

❖ **Combinaisons des charges :**

$$q_s = G + Q$$

a-paillasse : $q_s = 8,23 + 2,5 = 10,73 [KN/ml]$

b-Le palier : $q_s = 5,19 + 2,5 = 7,69 [KN/ml]$

Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,73 \times 2,17 + 7,69 \times 1,40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 34,05 [KN]$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 10,73 \times 2,17^2 / 2 + 7,69 \times 1,40 \times (1,40 / 2 + 2,17) - R_A \times 3,57 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 15,73 [KN]$$

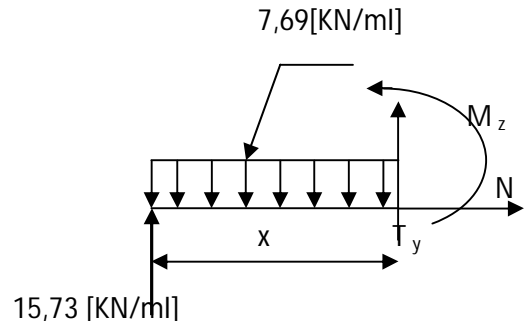
$$R_B = 18,32 [KN]$$

Efforts internes :**1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,40$ **Moment fléchissant :**

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN m]} \\ x = 1,40 & , \quad M(x=1,40) = 14,48 \text{ [KN m]} \end{cases}$$

Effort tranchant :

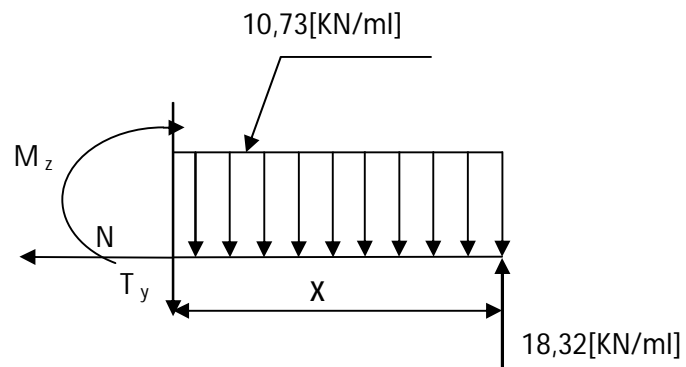
$$\begin{cases} x = 0 & , \quad T(x=0) = -15,73 \text{ [KN]} \\ x = 1,40 & , \quad T(x=1,40) = -4,96 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**2^{ème} tronçon :** $0 \leq x \leq 2,17$ **Moment fléchissant :**

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN m]} \\ x = 2,17 & , \quad M(x=2,17) = 14,48 \text{ [KN m]} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad T(x=0) = 18,32 \text{ [KN]} \\ x = 2,17 & , \quad T(x=2,17) = -4,96 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**Moment maximum :**

$$T(x=0) \Rightarrow R_B - q_u x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_u} = \frac{18,32}{10,73} = 1,71 \text{ [m]}$$

$$X = 1,71 \text{ [m]}$$

$$\rightarrow M_{s \max} = 18,32 \times 1,71 - 10,73 \times \frac{1,71^2}{2} = 15,63 \text{ KN.m}$$

Remarque :

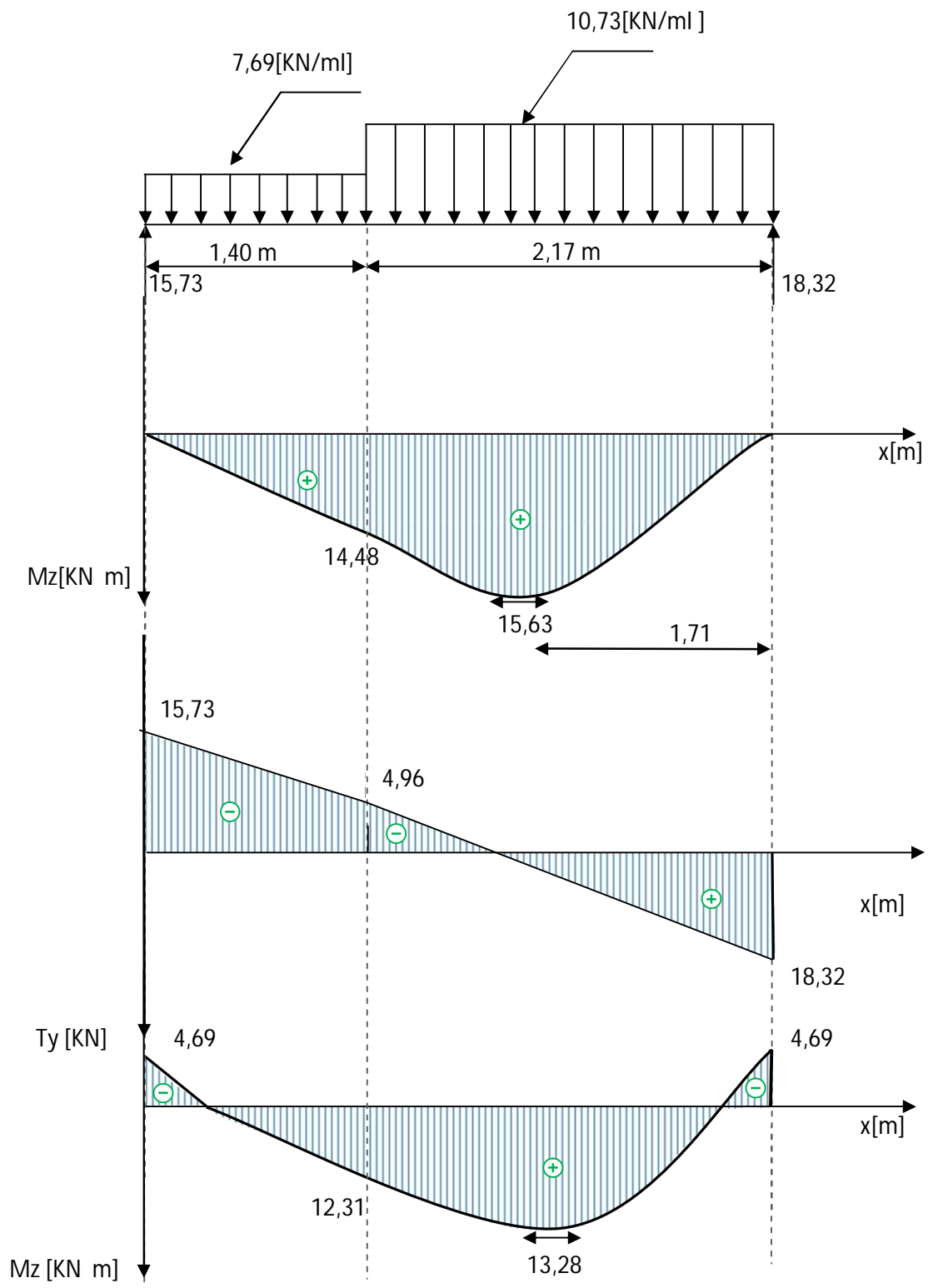
Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_A = (0,3) M_{s \max} = (-0,3) \times 15,63 = -4,69 \text{ [KN.m]}$$

Le moment en travée :

$$M_t = (0,85) M_{s \max} = (0,85) \times 15,63 = 13,28 \text{ [KN.m]}$$



FigIII.6.4-diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.7- Vérification à l'ELS :

a-Vérification de la résistance à la compression du béton

(BAEL91/ Art 4.5,2)

On doit vérifier :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa]
 $\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$
- $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- **En travée**

Contrainte dans l'acier

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 5HA12 = 5,65$ [cm²]

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \rightarrow \beta_1 = 0,899 \rightarrow k = 34,50$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{13,28 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 201,11 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{201,11}{34,50} = 5,82 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 5HA12 = 5,65$ [cm²]

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \rightarrow \beta_1 = 0,899 \rightarrow k = 34,50$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{4,69 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 71,02 \text{ [MPa] } < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{71,02}{34,50} = 2,05 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

b-Vérification de l'état limite de déformation

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{357} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,044 < \frac{13,28}{10 \times} = 0,056 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{5,65}{13 \times 100} = 0,0043 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \frac{L}{500}$$

Avec $q_s = 10,73 \text{ KN/ml}$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 13) = 12351,75 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \rightarrow V_1 = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ [cm]}$$

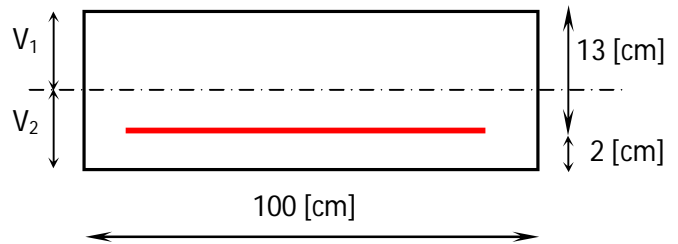
$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ [cm]}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((7,79)^3 + (7,21)^3) + 15 \times 5,65 \times (7,21 - 2)^2 \quad I_0 = 30551,61 \text{ [cm}^4\text{]}$$

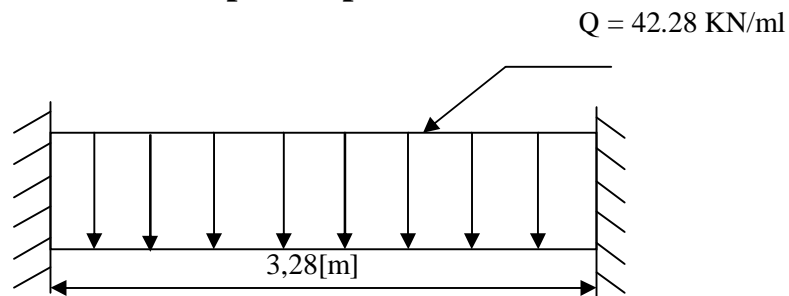
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,73 \times 3570^4}{10818,86 \times 30551,61 \times 10^4} = 6,86 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3570}{500} = 7,14 \text{ mm} \quad f < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



III.7 Calcul de la poutre palière.

III 7-1 Pré dimensionnement de la poutre palière:



FigIII.7-1-Schéma statique de la poutre palière

➤ **La hauteur de la poutre:**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{3,28}{15} \leq h_t \leq \frac{3,28}{10}$$

$$21,866 \leq h_t \leq 32,8 \quad \text{Soit : } h_t = 30\text{m}$$

➤ **La largeur de la poutre**

Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h_t \geq 30 \quad , \quad b \geq 20 \quad ; \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\text{La poutre aura donc une section : } \left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 4.$$

III 7.2- Charges et surcharges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ [KN/ml]}$$

Effort tranchant à l'appui A :

Réaction du palier :

$$\text{ELU : } R_U = 21,89 \text{ [KN]}$$

$$\text{ELS : } R_s = 15,73 \text{ [KN]}$$

Réaction d'appui :

$$R = \frac{q \times L}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$\text{ELU} \rightarrow q = \frac{2 \times R_u}{L} \quad q = \frac{2 \times 21,89}{3,28} = 13,34 \text{ [KN / ml]}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q = \frac{2 \times R_s}{L} \quad q = \frac{2 \times 15,73}{3,28} = 9,59 \text{ [KN / ml]}$$

III 7.3 Combinaisons de charges :

$$\text{ELU} : \quad Q = 1,35 \times 1,875 + 21,89 = 24,42 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{ELS} : \quad Q = 1,875 + 15,73 = 17,60 \text{ [KN/ml]}$$

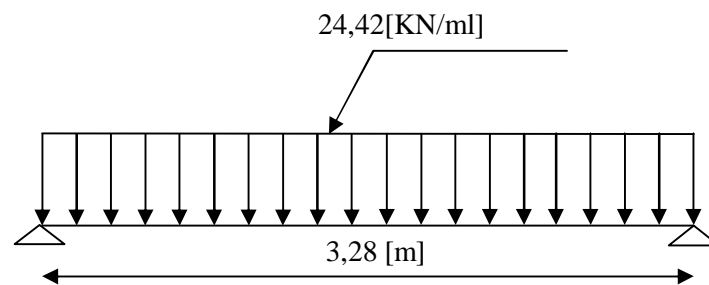


Fig III 7. 2-Schéma statique de calcul à l'ELU.

a-Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 24,42 \times \frac{(3,28)^2}{8} = 32,84 \text{ [KN .m]}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} \quad T = \frac{24,42 \times 3,28}{2} = 40,05 \text{ [KN]}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_0 = -9,85 \text{ [K Nm]}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 27,91 \text{ [KN m]}$$

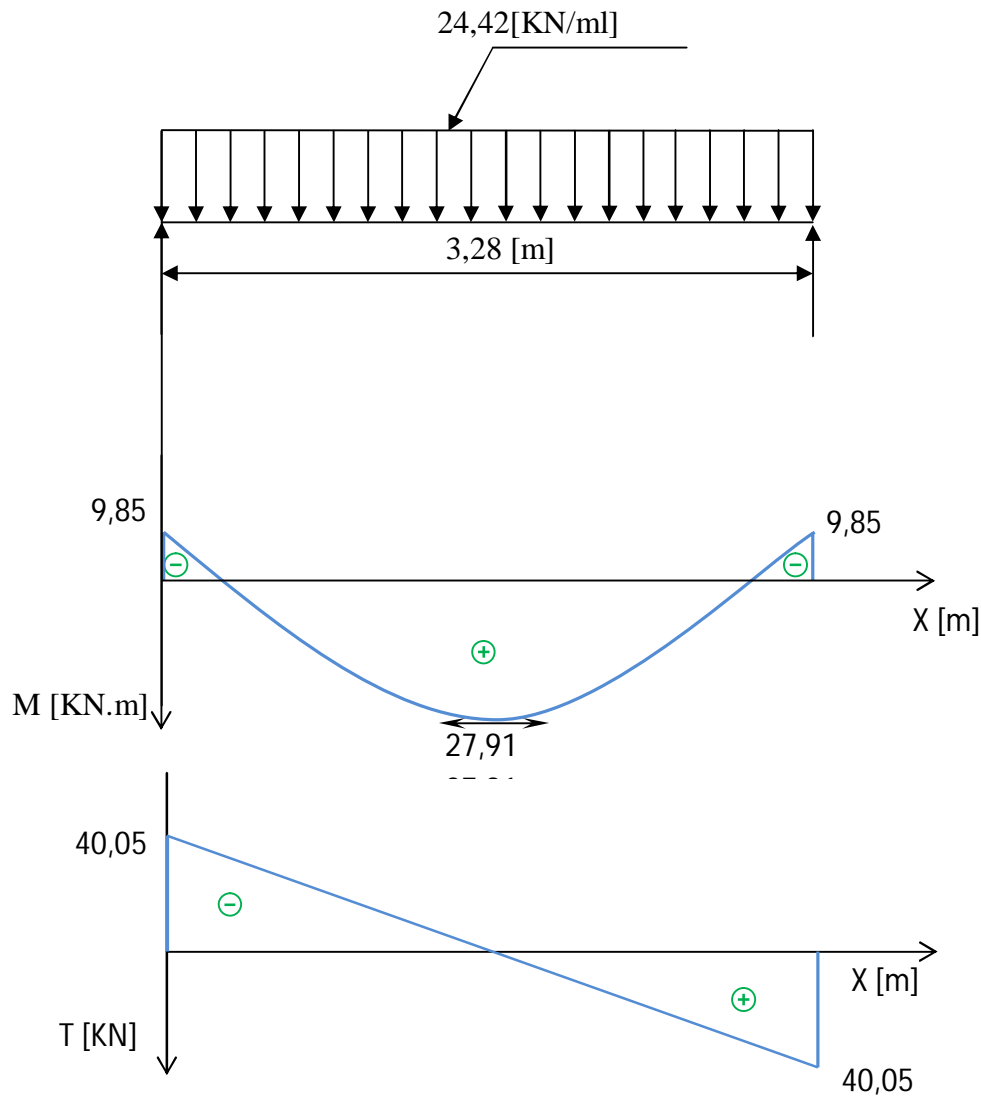


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

III 7.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Les moments max en travée et sur appuis sont comme suite :

$$M_{t \max} = 27,91 \text{ [KN m]} \quad M_{a \max} = 9,85 \text{ [KN m]}$$

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{27,91 \cdot 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,100 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,100 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,91 \times 10^3}{0,947 \times 28 \times 348} = 3,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_{st} = \mathbf{3T14} = 4,62 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{avec } \rightarrow S_t=20[\text{cm}]$$

b) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9,85 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad A_a = \frac{9,85 \times 10^3}{0,9825 \times 28 \times 348} = 1,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{3T10} = 2,36 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{avec } \rightarrow S_t=20[\text{cm}]$$

III 7.4 VERIFICATION A L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **En travée:** $A_t=4,62[\text{cm}^2] > A_{\min}=0,85[\text{cm}^2] \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Aux appuis:** $A_a=3,39[\text{cm}^2] > A_{\min}=0,85[\text{cm}^2] \rightarrow$ Condition vérifiée

b- Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art A.5.1,1):

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{40,05 \times 10^3}{280 \times 250} = 0,57 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; [5 \text{ MPa}] \right\} = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c-Influence de l'effort tranchant :

Sur le béton (BAEL91/ Art A.5.1,313):

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3} = 420 \text{ [KN]}$$

$$T_{\max} = 40,05 \text{ [KN]} < 420 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur les armatures (BAEL91/ Art.A. 5.1,312):

Au niveau de l'appui :

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant d'ancrer la nappe d'armatures inférieures suffisante avec sa longueur de scellement il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot T_{\max}}{f_e} \quad A_{\text{ancré}} = \frac{1,15 \times 40,05 \times 10}{400} = 1,15 \text{ [cm}^2 \text{]}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,36 \text{ [cm}^2 \text{]} > A_{\text{ancré}} = 1,15 \text{ [cm}^2 \text{]} \rightarrow \text{Les armatures sont suffisantes}$$

d-Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/ Art .A.6.13):

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,05 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 13,19} = 1,20 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,20 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

– τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

– $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

d) Ancrage des barres:

e-Calcul de la longueur de scellement droit (BAEL91/ Art .A.6.1,22):

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$$

On prend $\rightarrow L_s = 50 \text{ [cm]}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur du poteau a qui les barres sont ancrée alors le B.A.E.L.91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage hors crochet égale à :

– $0,4L_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253)

$$L_c = 0,4L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ [cm]}.$$

f-Exigence de (R.P.A99 version 2003) [Art 7.5.2.2].

Escapement:

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2, 40) = 25,2 \text{ [cm]}.$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,4\right) = 7,5 \text{ [cm]}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 7,5 \text{ [cm]}.$$

$$\text{Zone courant: } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g-Pourcentage minimum des armatures transversales (BAEL91 Art .5.1,22)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} \quad A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,38 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_{\text{adopté}} = 2,36 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{min}} = 0,38 \text{ [cm}^2\text{]}$ → Les armatures sont suffisantes

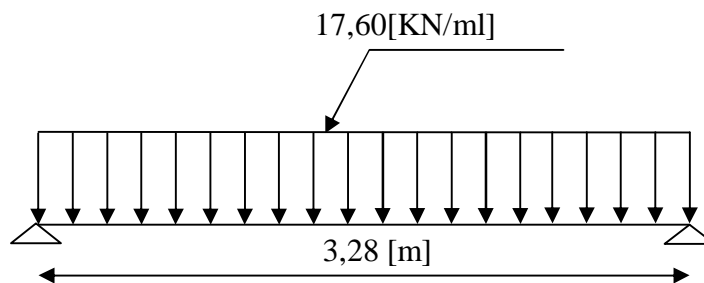
III 7.5 Calcul à l'ELS :

$$\text{ELS : } R_s = 15,73 \text{ [KN]}$$

$$R = \frac{q \times L}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q = \frac{2 \times R_s}{L} \quad q = \frac{2 \times 15,73}{3,28} = 9,59 \text{ [KN/ml]}$$

$$Q = 1,875 + 15,73 = 17,60 \text{ [KN/ml]}$$



III 7-3 Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 17,60 \times \frac{(3,28)^2}{8} = 23,67 \text{ [KN.m]}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} \quad T = \frac{17,60 \times 3,28}{2} = 28,86 \text{ [KN]}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_0 = -7,10 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 20,12 \text{ [KN.m]}$$

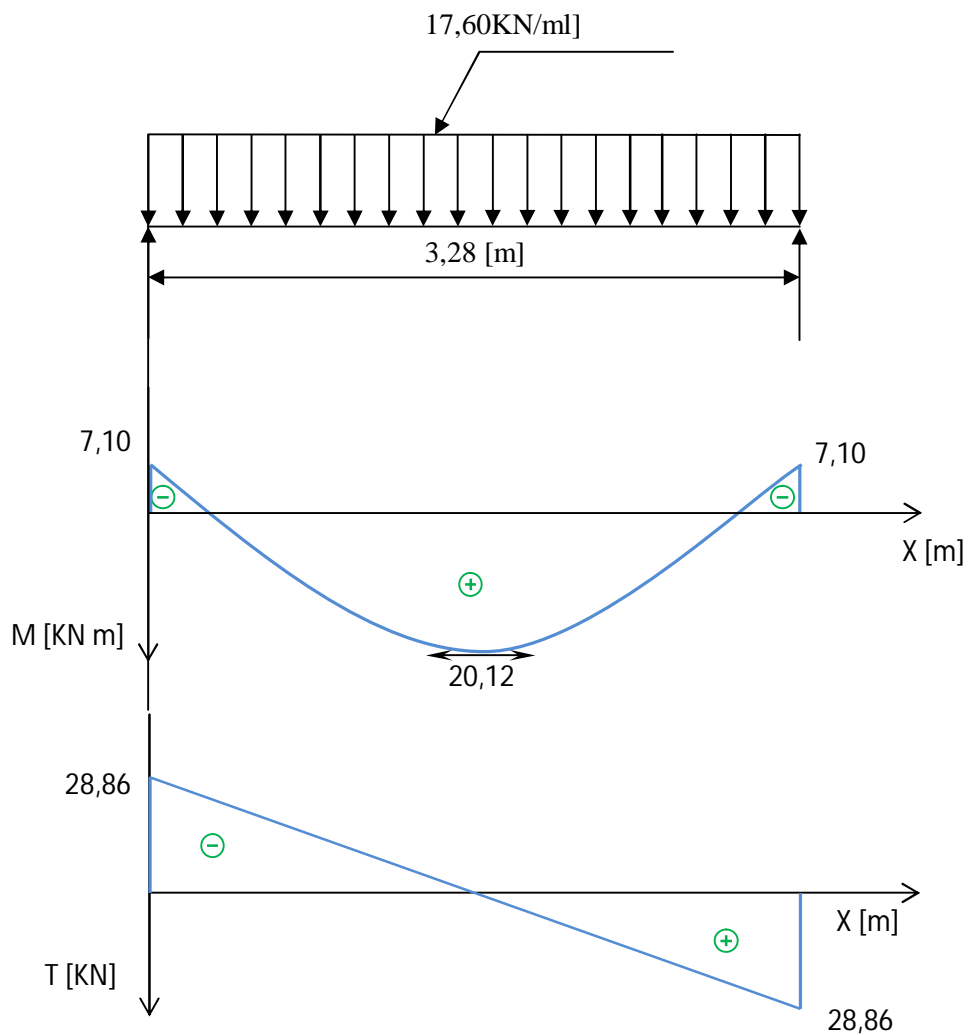


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.7.6 Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91 Art. A.4.5,2)

On doit vérifier :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa]
 $\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$
- $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

En travée**➤ Dans l'acier**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3HA14 = 4,62 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,881 \quad \rightarrow \quad k = 27,02$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{20,12 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 176,54 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 176,54 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{176,54}{27,02} = 6,53 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,909 \quad \rightarrow \quad k = 39,95$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{7,10 \times 10^6}{0,909 \times 280 \times 236} = 118,20 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 118,20 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{118,20}{39,95} = 2,95 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 2,95 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

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

b-Vérification de l'état limite de déformation

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{30}{328} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,091 > \frac{19,49}{10 \times 22,93} = 0,085 \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$

• **Conclusion :**

Les contraintes à l'ELS étant vérifiées le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire ; on adopte les armatures calculées à l'ELU.

Chapitre IV

Etude du contreventement

IV. Etude du contreventement

IV.1 Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure entre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage ;
- Du système « poteaux-poutres » formant portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.
-

IV.2 Etude des refends

IV.2.1 Calcul des inerties

IV.2.2 Les inerties des refends pleins

a. Les refends longitudinaux

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X

b. Les refends transversaux

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

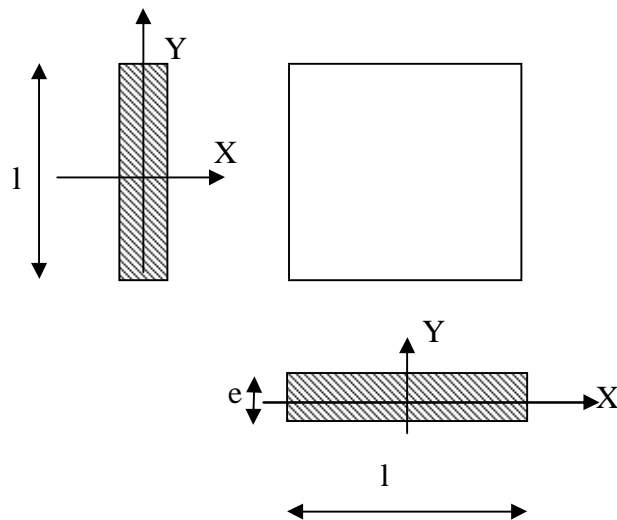


Figure V 1. Vue en plan et en coupe du voile

Remarque

Les voiles ont une faible rigidité suivant leurs épaisseurs, on néglige l'inertie par rapport à l'axe Y.

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Sens longitudinal :

<i>Voile</i>	<i>L(m)</i>	<i>e(m)</i>	<i>I(m4)</i>
<i>VI1</i>	1.30	0.20	0.036
<i>VI2</i>	1.30	0.20	0.036
<i>VI3</i>	1.70	0.20	0,082
<i>VI4</i>	1.70	0.20	0,082
<i>VI5</i>	2.20	0.15	0,133
$\sum I_y =$			0.369

Sens transversal :

<i>Voile</i>	<i>L(m)</i>	<i>e(m)</i>	<i>I(m4)</i>
<i>VT1</i>	2.20	0,20	0.177
<i>VT2</i>	1.70	0,20	0.081
<i>VT3</i>	1.70	0,20	0.081
<i>VT4</i>	2.20	0,20	0.177
<i>VT5</i>	2.20	0,15	0,133
<i>VT6</i>	2.20	0,15	0,133
$\sum I_x =$			0.878

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, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet 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 calcul :

1) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

- Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

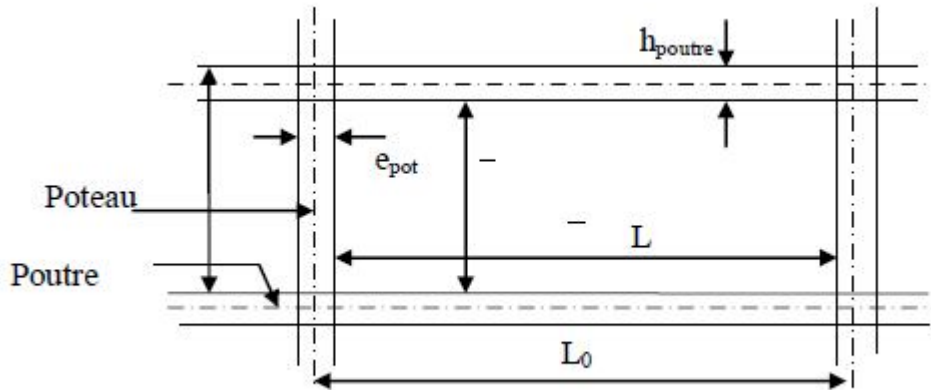


Figure V 2. Identification de paramétrés.

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \qquad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

\bar{h} : hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

Les calculs sont résumés dans les tableaux suivants:

Rigidités des poteaux sens longitudinal :

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ⁴)
6, 7, 8	40x40	266	40	291,0	213333,333	733,104
3, 4, 5	45x45	266	45	293,5	341718,750	1164,288
RDC, 1, 2	50x50	266	50	296,0	520833,333	1759,572

Rigidités des poutres secondaires (sens longitudinal) :

niveaux	Travées	e_p (cm)	h_{poutre}	L_c (cm)	I_{poutre} (cm ⁴)	K_{poutre} (cm ³)
6, 7,8	A-B	30	35	407,5	107187.5	263,036
	B-C			322,5		332,364
	C-D			332,5		322,364
	D-E			412,5		259,848
	E-F			336,5		318,536
	F-G			357,5		299,825
3, 4,5	A-B	30	35	402,5	107187.5	266,304
	B-C			317,5		337,598
	C-D			327,5		227,290
	D-E			407,5		263,036
	E-F			331,5		323,340
	F-G			352,5		304,078
RDC, 1,2	A-B	30	35	397,5	107187.5	269,654
	B-C			312,5		343,000
	C-D			322,5		332,364
	D-E			402,5		266, 304
	E-F			326,5		328,292
	F-G			347,5		308,453

Rigidités des poteaux sens transversal :

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ⁴)
6, 7, 8	40x40	266	40	286	213333,333	745,920
3, 4, 5	45x45	266	45	288,5	341718,750	1184,467
RDC, 1, 2	50x50	266	50	291	520833,333	1789,805

Rigidités des poutres principales (sens transversal) :

niveaux	Travées	$e_p(\text{cm})$	h_{poutre}	$L_c(\text{cm})$	$I_{\text{poutre}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{poutre}}(\text{cm}^3)$
6, 7, 8	1-2	30	40	225	160000	711,111
	2-3			430		372,093
	3-4			297		538,720
	4-5			338		473,372
3, 4, 5	1-2	30	40	220	160000	727,272
	2-3			425		376,470
	3-4			292		547,945
	4-5			333		480,480
RDC, 1, 2	1-2	30	40	215	160000	744,186
	2-3			420		380,952
	3-4			287		557,491
	4-5			328		487,804

IV.4. Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

- Cas d'étage courant : $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{ptr}}(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{\text{pot}}}$
- Cas de rez-de-chaussée : $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{ptr}}(\text{poutres sup})}{K_{\text{pot}}}$

IV.5. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux

Cas d'étage courant : $a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Cas du rez-de-chaussée : $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteaux encastés)

IV.5.4. Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^{(i)} K_{\text{pot}j}^{(i)}$$

E : module de déformation instantané du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPA.}$$

IV.5.5. Calcul de la rigidité d'un portique au niveau « j »

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Rigidités des portiques longitudinaux :

étage	poteau	K poteau	K poutre	\bar{K}	aij	rij	ΣRij
6,7,8	A	733,104	263,036	0,358	0,151	50,455	594,164
	B		332,364	0,812	0,288	96,233	
	C		322,364	0,893	0,308	102,916	
	D		259,848	0,794	0,284	94,896	
	E		318,536	0,788	0,282	94,228	
	F		299,825	0,843	0,296	98,906	
	G			0,408	0,169	56,470	
3,4,5	A	1164,288	266,304	0,228	0,102	53,210	626,525
	B		337,598	0,518	0,205	106,942	
	C		227,290	0,485	0,195	101,726	
	D		263,036	0,421	0,173	90,249	
	E		323,340	0,503	0,200	104,334	
	F		304,078	0,538	0,211	110,072	
	G			0,261	0,115	59,992	
1,2	A	1759,572	269,654	0,153	0,071	55,034	699,944
	B		343,000	0,348	0,148	114,720	
	C		332,364	0,383	0,163	126,347	
	D		266,304	0,340	0,145	112,394	
	E		328,292	0,337	0,144	111,619	
	F		308,453	0,361	0,152	117,820	
	G			0,175	0,080	62,010	
RDC	A	1759,572	269,654	0,153	0,303	234,866	1878,926
	B		343,000	0,348	0,361	279,823	
	C		332,364	0,383	0,370	286,800	
	D		266,304	0,340	0,358	277,498	
	E		328,292	0,337	0,358	277,498	
	F		308,453	0,361	0,364	282,149	
	G			0,175	0,310	240,292	

Rigidités des portiques transversaux :

<i>étage</i>	<i>poteau</i>	<i>K poteau</i>	<i>K poutre</i>	\bar{K}	<i>aij</i>	<i>rij</i>	ΣR_{ij}
6,7,8	1	745,920	711,111	0,953	0,322	113,336	621,237
	2		372,093	1,452	0,420	147,830	
	3		538,720	1,221	0,379	133,399	
	4		473,372	1,356	0,404	142,198	
	5			0,634	0,240	84,474	
3,4,5	1	1184,467	727,272	0,614	0,234	128,529	714,598
	2		376,470	0,931	0,317	174,118	
	3		547,945	0,780	0,280	153,795	
	4		480,480	0,868	0,302	165,879	
	5			0,405	0,168	92,277	
1,2	1	1789,805	744,186	0,415	0,171	139,498	783,962
	2		380,952	0,628	0,238	194,155	
	3		557,491	0,524	0,207	168,866	
	4		487,804	0,584	0,226	184,366	
	5			0,272	0,119	97,077	
RDC	1	1789,805	744,186	0,415	0,378	308,365	1607,087
	2		380,952	0,628	0,429	349,970	
	3		557,491	0,524	0,405	330,391	
	4		487,804	0,584	0,419	341,812	
	5			0,272	0,339	276,549	

IV.4. Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

- Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

niveaux	voiles	h (cm)	I _y (cm ⁴)	R _{vy} (KN/cm)	∑ R _{vy} (KN/cm)
RDC et ETAGES	VL1	271	3600000	6980.58	71550.99
	VL2	271	3600000	6980.58	
	VL3	271	8200000	15900.22	
	VL4	271	8200000	15900.22	
	VL5	271	13300000	25789.39	

- Calcul des rigidités de voiles transversaux :

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

niveaux	voiles	h (cm)	I _x (cm ⁴)	R _{vx} (KN/cm)	∑ R _{vx} (KN/cm)
RDC et ETAGES	VT1	266	8100000	16608.77	180030.82
	VT2	266	17700000	36293.23	
	VT3	266	13300000	27271.18	
	VT4	266	13300000	27271.18	
	VT5	266	17700000	36293.23	
	VT6	266	17700000	36293.23	

IV.3. Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1 m^4$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

V.3.1. Calcul de l'inertie fictive

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec } D_n = \sum \Delta_n \quad .$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

- sens longitudinal :

V.3.2. Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1 m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

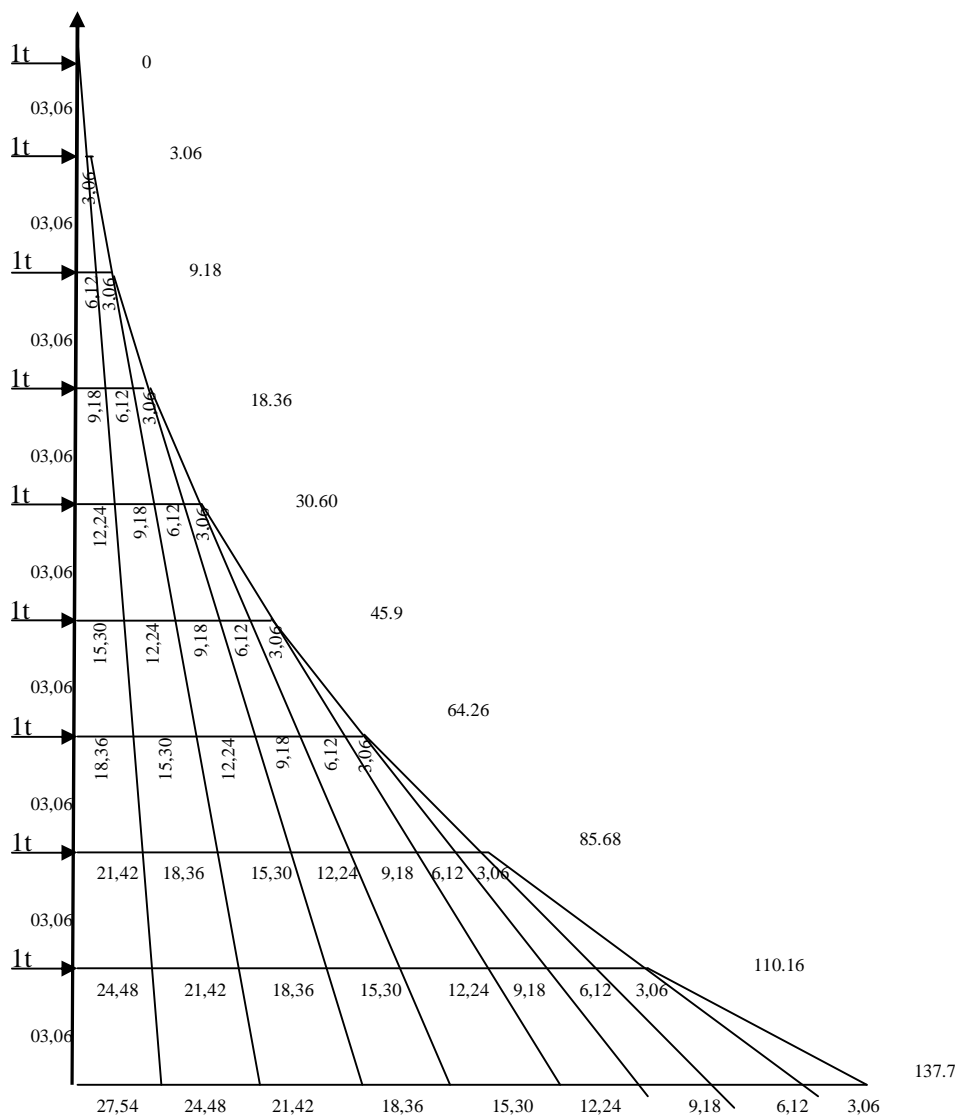


Fig .V.2 . Diagramme des moments des aires

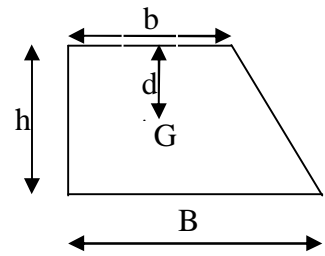
V.3.2.1. Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i x_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

x_i : distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré



Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d = \frac{2B + b}{3(B + b)} h$$

Niveau	h	B_{i+1}	B_i	D_i	S_i	$d_i \times S_i$	$\sum s_i \times d_i$
9	3,060	0,000	3,060	2,040	4,68	9,54	27071,08
8	3,060	3,060	9,180	1,79	18,73	33,52	22999,92
7	3,060	9,180	18,360	1,700	42,14	71,63	18948,10
6	3,060	18,360	30,600	1,66	74,91	124,35	14994,13
5	3,060	30,600	45,900	1,63	117,04	190,77	11216,65
4	3,060	45,900	64,260	1,61	168,54	271,35	7730,90
3	3,060	64,260	85,680	1,60	229,40	367,04	4680,31
2	3,060	85,680	110,160	1,59	299,63	476,41	2235,99
1	3,060	110,160	137,700	1,58	379,22	599,17	599,17

Nous aurons :

$$f_{01} = \frac{379,22 \times 1,58}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{476,41 + 379,22 \times (1,58 + 3,06)}{EI}$$

$$f_{03} = \frac{367,04 + 299,4 \times (1,59 + 3,06) + 379,22 \times (1,58 + 2 \times 3,06)}{EI}$$

Ainsi jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{599,17}{EI} \quad f_{02} = \frac{2235,99}{EI} \quad f_{03} = \frac{4680,31}{EI} \quad f_{04} = \frac{7730,90}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{11216,65}{EI} \quad f_{06} = \frac{14994,13}{EI} \quad f_{07} = \frac{18948,10}{EI} \quad f_{08} = \frac{22992,92}{EI}$$

$$f_{09} = \frac{27071,08}{EI}$$

IV.3.2.2. Calcul des déplacements des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant de niveau.

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inertie fictive des portiques « sens Longitudinal » :

Portique (1-1)

Niveau	h	$\Sigma K_{pn} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_m \times 10^{-4}$	M_n	M_{n+1}	$E.\theta_n$	$E.\Psi$	D_n	$\Sigma \Delta_n$	$E.f_n$	I_{en}
8	3,06	21,993	5,954	3,06	0	214,141	544,228	1665,337	57043,800	27071,08	0,474
7	3,06	21,993	5,954	6,12	3,06	642,425	1088,458	3330,681	55378,463	22992,92	0,415
6	3,06	21,993	5,954	9,18	6,12	1070,708	1632,687	4996,022	52047,782	18948,10	0,364
5	3,06	34,928	5,954	12,24	9,18	1498,992	2005,162	6135,795	47051,760	14994,13	0,318
4	3,06	34,928	5,954	15,3	12,24	1927,275	2506,453	7669,746	40915,965	11216,65	0,274
3	3,06	34,928	5,954	18,36	15,3	2355,559	3007,744	9203,696	33246,219	7730,90	0,232
2	3,06	52,787	5,954	21,42	18,36	2783,842	3336,135	10208,573	24042,523	4680,31	0,194
1	3,06	52,787	5,954	24,48	21,42	3212,126	3039,327	9300,340	13833,950	2235,99	0,161
RDC	3,06	52,787	5,954	27,54	24,48	2093,612	1481,572	4533,610	4533,610	599,17	0,132

Portiques (2-2) (3-3) (4-4) (5-5) :

Niveau	H	$\Sigma K_{pn} \times 10^{-4}_n$	$\Sigma K_m \times 10^{-4}$	M_n	M_{n+1}	$E.\theta_n$	$E.\Psi$	D_n	$\Sigma \Delta_n$	$E.f_n$	I_{en}
8	3,06	51,317	17,959	3,06	0	70,995	191,681	586,543	20013,959	27071,08	1,352
7	3,06	51,317	17,959	6,12	3,06	212,985	383,362	1173,087	19427,416	22992,92	1,183
6	3,06	51,317	17,959	9,18	6,12	354,975	575,043	1759,631	18254,329	18948,10	1,038
5	3,06	81,500	17,959	12,24	9,18	496,965	693,113	2120,925	16494,698	14994,13	0,909
4	3,06	81,500	17,959	15,3	12,24	638,955	866,391	2651,156	14373,773	11216,65	0,780
3	3,06	81,500	17,959	18,36	15,3	780,945	1039,670	3181,390	11722,617	7730,90	0,659
2	3,06	123,170	17,959	21,42	18,36	922,935	1138,851	3484,884	8541,227	4680,31	0,547
1	3,06	123,170	17,959	24,48	21,42	1064,925	1082,080	3311,164	5056,343	2235,99	0,442
RDC	3,06	123,170	17,959	27,54	24,48	767,986	570,320	1745,179	1745,179	599,17	0,343

Inertie fictive des portiques « Sens Transversal » :

Portiques (A-A) (B-B) (F-F) (G-G)

Niveau	<i>h</i>	$\Sigma K_{pot} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{poutre} \times 10^{-4}$	<i>M_n</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>E.θ_n</i>	<i>E.Ψ</i>	<i>D_n</i>	$\Sigma \Delta_n$	<i>E.fn</i>	<i>I_{en}</i>
8	3,06	29,836	13,841	3,06	0	92,117	269,701	825,285	28209,376	27071,08	0,959
7	3,06	29,836	13,841	6,12	3,06	276,352	539,404	1650,57	27384,091	22992,92	0,839
6	3,06	29,836	13,841	9,18	6,12	460,588	809,107	2475,867	25733,521	18948,10	0,736
5	3,06	47,378	13,841	12,24	9,18	644,823	952,230	2913,823	23257,654	14994,13	0,644
4	3,06	47,378	13,841	15,3	12,24	829,058	1190,287	3642,27	20343,831	11216,65	0,551
3	3,06	47,378	13,841	18,36	15,3	1013,293	1428,345	4370,735	16701,561	7730,90	0,462
2	3,06	71,592	13,841	21,42	18,36	1197,529	1538,976	4709,266	12330,826	4680,31	0,379
1	3,06	71,592	13,841	24,48	21,42	1381,764	1522,985	4660,334	7621,560	2235,99	0,293
RDC	3,06	71,592	13,841	27,54	24,48	1094,310	967,721	2961,226	2961,560	599,17	0,202

Portiques (C-C) (D-D) (E-E) :

Niveau	<i>h</i>	$\Sigma K_{pn} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{tn} \times 10^{-4}$	<i>M_n</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>E.θ_n</i>	<i>E.Ψ</i>	<i>D_n</i>	$\Sigma \Delta_n$	<i>E.fn</i>	<i>I_{en}</i>
8	3,06	37,296	20,952	3,06	0	60,853	190,078	581,666	19483,350	27071,08	1,389
7	3,06	37,296	20,952	6,12	3,06	182,560	380,156	1163,277	18901,684	22992,92	1,216
6	3,06	37,296	20,952	9,18	6,12	304,266	570,235	1744,919	17738,407	18948,10	1,068
5	3,06	59,223	20,952	12,24	9,18	425,973	659,056	2016,711	15993,488	14994,13	0,937
4	3,06	59,223	20,952	15,3	12,24	547,680	823,821	2520,892	13976,777	11216,65	0,802
3	3,06	59,223	20,952	18,36	15,3	669,387	988,585	3025,070	11455,885	7730,90	0,674
2	3,06	89,490	20,952	21,42	18,36	791,093	1051,410	3217,314	8430,815	4680,31	0,555
1	3,06	89,490	20,952	24,48	21,42	912,800	1065,832	3261,445	5213,501	2235,99	0,428
RDC	3,06	89,490	20,952	27,54	24,48	762,949	637,927	1952,056	1952,056	599,17	0,306

Tableau Récapitulatif :

<i>Niveau</i>	<i>inertie fictive de niveau (m⁴)</i>	
	<i>Sens transversal</i>	<i>sens longitudinal</i>
8	8.003	5.882
7	7.004	5.147
6	6.148	4.516
5	5.387	3.954
4	4.610	3.394
3	3.870	2.868
2	3.181	2.382
1	2.456	1.929
RDC	1.726	1.504
Moyenne	4.709	3.508

V. 4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**a) Sens transversal :**

Inertie totale (voiles + portiques)	5.587 m^4	100 %
Inertie moyenne des portiques	4,709 m^4	84.28 %
Inerties des voiles	0.878 m^4	15.72 %

b) Sens longitudinal :

Inertie totale (voiles + portiques)	3. 877 m^4	100 %
Inertie moyenne des portiques	3,508 m^4	90.48%
Inerties des voiles	0.369 m^4	9.52 %

• Conclusion :

Les voiles de contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques. Le RPA prescrit pour ce système de contreventement <<mixte, assuré par des voiles et des portiques>>, les recommandations suivantes :

-les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

-les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étages.

Chapitre V

Modélisation et Vérification du RPA

V.1 Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et sa réponse au mouvement applique à sa base suite au mouvement transmis à son sole d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer la déformation et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V.2 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations, en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.3 Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul :**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V-5 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Chargement des éléments
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

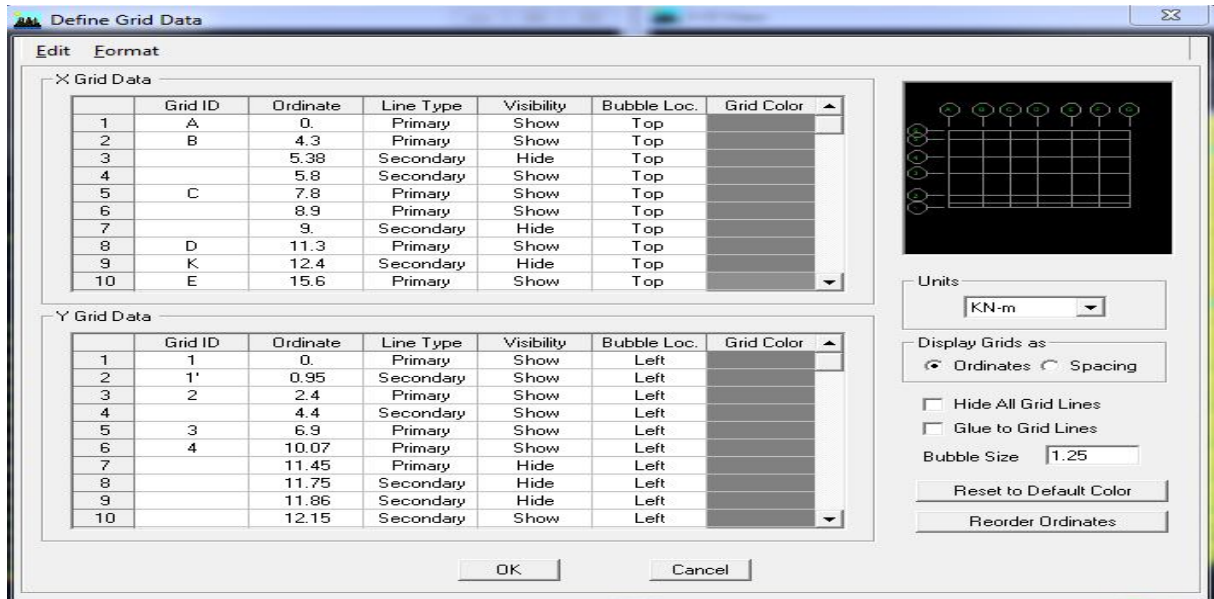
V-5-1) Introduction de la géométrie de la structure

a) **Choix des unités :** on choisie **KN.m**

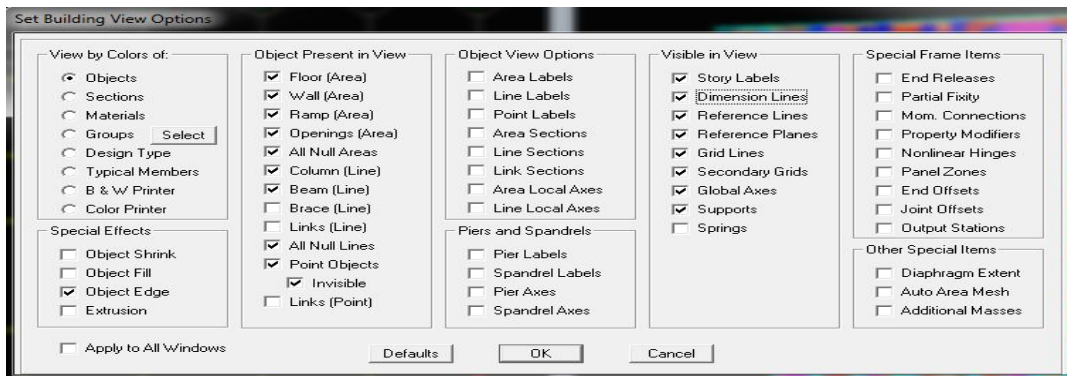
b) **Géométrie de base :** on clique sur :

File New/ model /No/ Custom grid spacing/ Edit grid/ define grid data: on introduit les coordonnées cartésiennes de la structure

Story dimension : on introduit les étages de la structure



❖ **Vérification des dimensions : cliquer sur cette l'icône** **ou bien : View → set building view options**



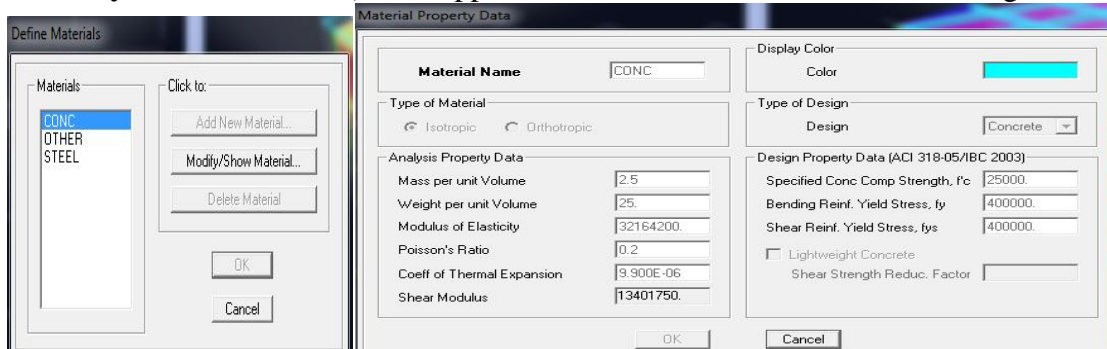
V-5-2) Définition des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

On clique sur **Define Material proprietes** ou bien

On sélectionne le matériau **CONC.**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

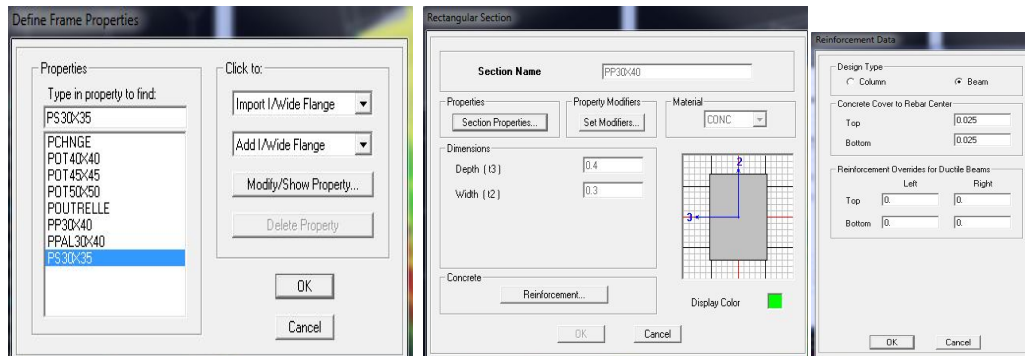


V-5-3) Spécification des propriétés géométriques des éléments

❖ **Les éléments de type frame** (poutres, poteaux et poutres paliers):

a) les poutres :

Define → frame section → Add new section



pp: poutre principal
ps :poutre secondaire

Reinforcement:

- Beam
- Concrete cover to rebar center : top et bottom=0,025cm
(L'ancrages des armatures)

b) les poteaux : on suit les mêmes étapes précédentes

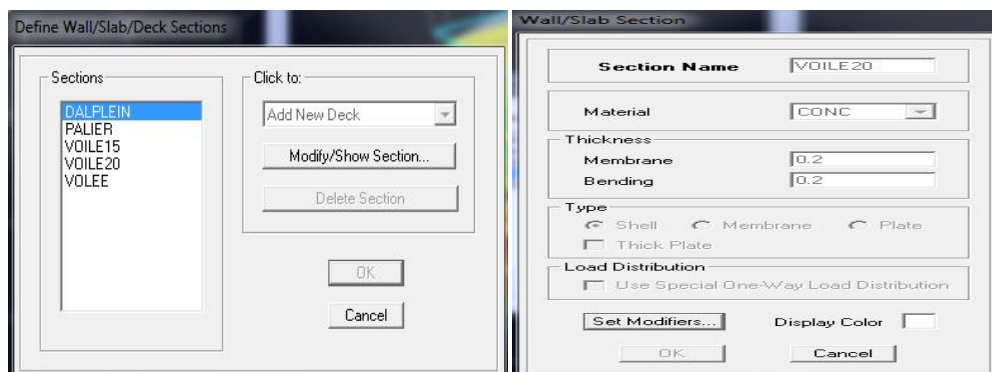
❖ **Les éléments plaque :**

Voiles : On choisit le menu **Define**→**wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »

on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur du voile




Remarque : de même façon on fait modélisé les autres panneaux du bâtiment (volées, paliers, voiles, la dalle plein.....etc.)



❖ **affectation des éléments dans le modèle :**

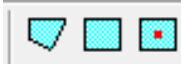
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:


a) **les poteaux :**

- on clique sur le bouton 
- une fenêtre s'affiche (*properties of object*) → *None* on choisit le nom de la section (pot45x45) on valide

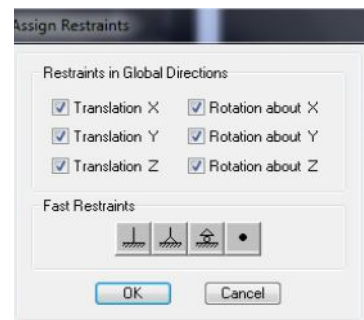
b) **Les poutres et voiles :**

- On clique sur le bouton  pour les poutres.
- On clique sur le bouton  pour les voiles.

Remarque : les autres éléments (surfacique) on clique sur .

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera




On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

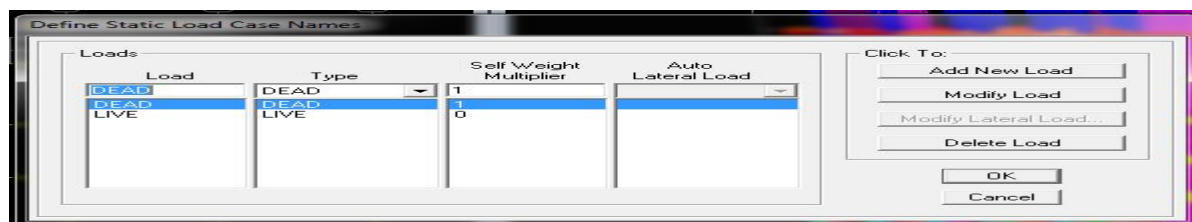
V-5-4) le chargement :

✓ **charges statiques (G et Q) :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases.** 

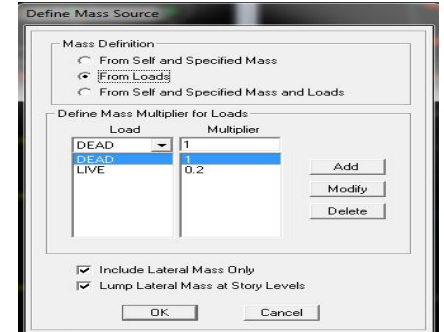


✓ **masse source :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

- W_i : poids total de la structure.
- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.
- W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99.

($\beta = 0,2$ Bâtiments à usage d'habitation).



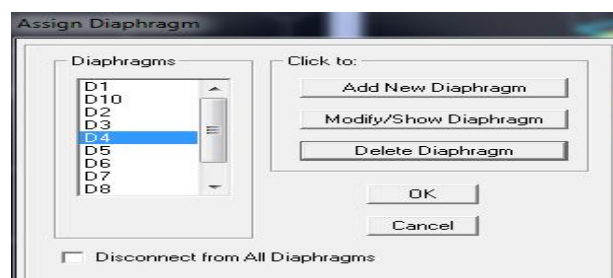
L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

✓ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage : *Assigne* → *Joint/Point* → *Diaphragmes* → *D1* → *OK*



Le deuxième étage : *Assigne* → *Joint/Point* → *Diaphragmes* → *D2* → *OK*

On suit la même procédure jusqu'au dernier étages

V-5.5 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- ✓ Zone sismique : **IIa**
- ✓ Groupe d'usage : **2**
- ✓ Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de

Contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V2003 on prend **R=5**

- ✓ Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- ✓ Site : meuble **S3**
- ✓ Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

- P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/03)

- **Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

A1) système de portiques : Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles contreventement

Donc : **condition non vérifiée**

A2) système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67
 $h_e/l < 0.67$, h_e : étant la hauteur d'étage

Donc : **condition non vérifiée**

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 5files suivant x-x et 7suivant y-y)..... **Condition vérifiée**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

$$\frac{4.35}{3.45} = 1,26 \leq 1,50$$

(Suivant X-X) **condition vérifiée**

$\frac{4.5}{2.45} = 1.83 \geq 1,50$ (suivant Y-Y)..... **condition non vérifiée**

3. Régularité en plan :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **condition vérifiée**

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

on suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS .

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

$$\frac{23.55}{15.65} = 1,590 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.....**condition vérifiée**

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$$S_{tot} = 368.55 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_{ouvert} = 20.48 \text{ m}^2 \quad \text{Donc le pourcentage des ouvertures}$$

$$\frac{20.48 \times 100}{368.55} = 5.55\% \leq 15\% \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4. Régularité en élévation :

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation..... **Condition vérifiée**

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....**Condition vérifiée**

b3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension Latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation**Condition vérifiée**

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par L'entreprise..... **Condition vérifiée**

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

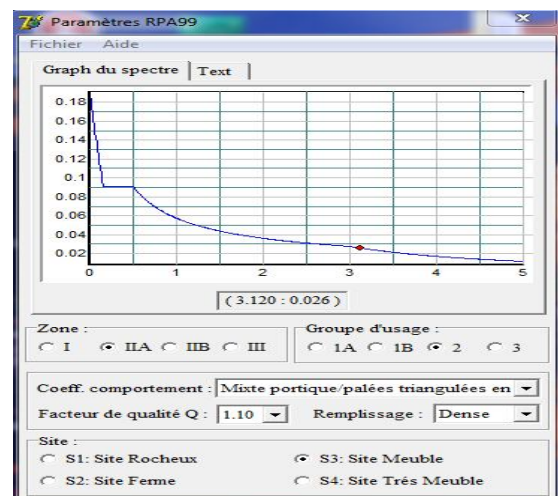
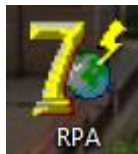
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.....**Condition vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

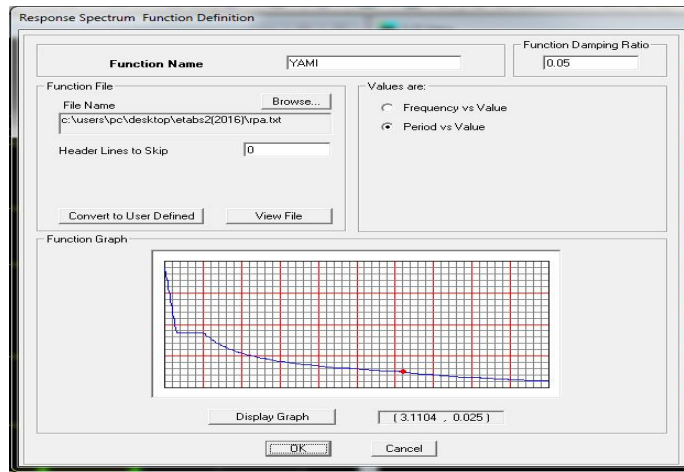
Critère q	observé	p_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0,05
3-régularité en plan	Oui	0,00
4-régularité en élévation	Oui	0,00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

Finalement on trouve : **Q=1.1**

On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur



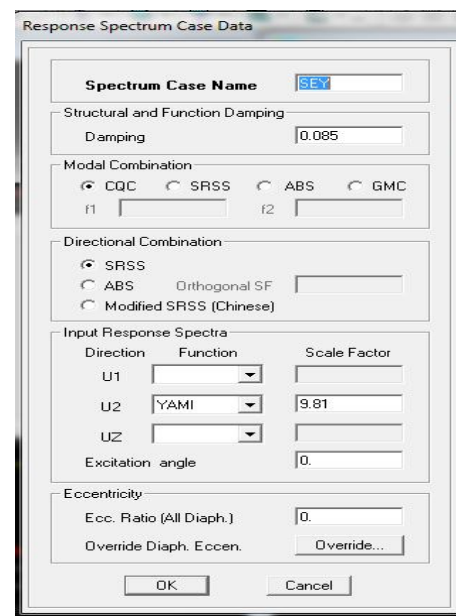
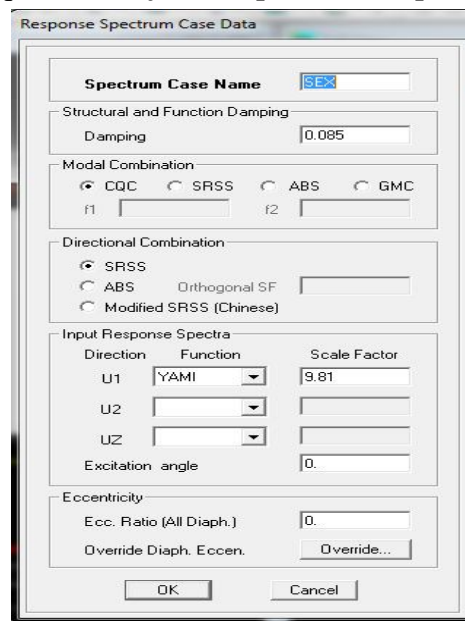
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Function** → **Spectrum from file**



V-5-6) Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions

X et Y, on clique sur : *Define Response* → *Spectrum cases* → *Add New Spectrum*

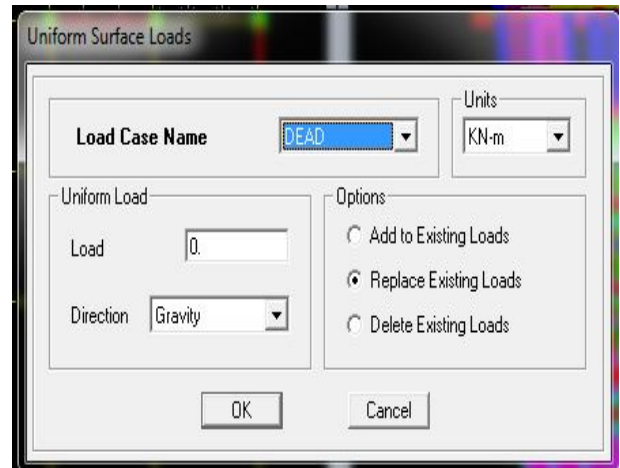
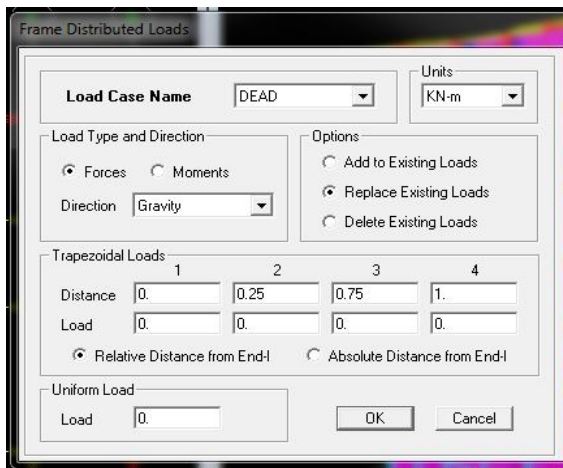


V-5-7 Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur

élément surfacique : *Assigne* → *Areas loads uniform*

Les éléments de type frameAssigne *frame/line lead*



V-5-8) Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

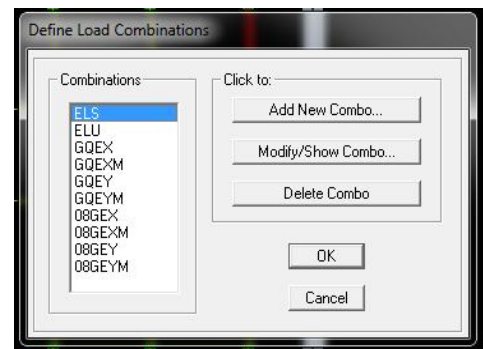
Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q+E

G+Q-E

08GE : 0.8G+ E

0.8G- E



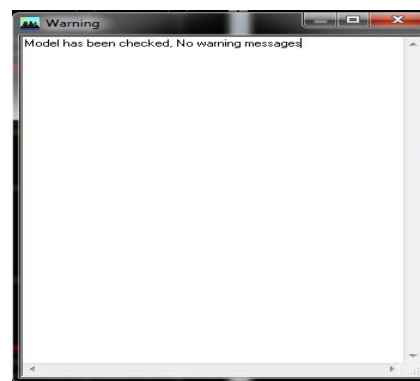
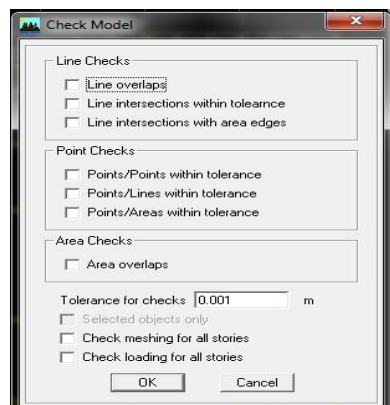
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinaisons → Add New Combo

V-5-9) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

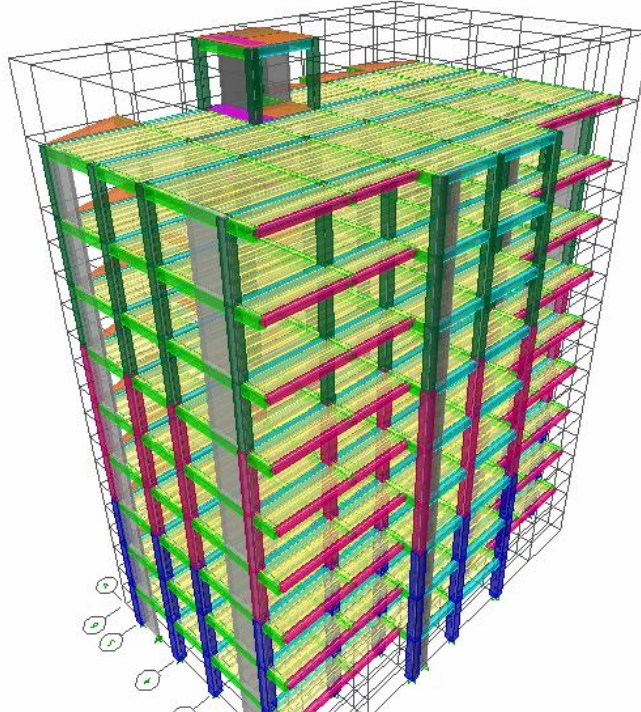
➤ **Vérifiée le model :**

Pour vérifiée le model, on se positionne sur : **Analyze → check model**



➤ **Lancement de l'analyse :**

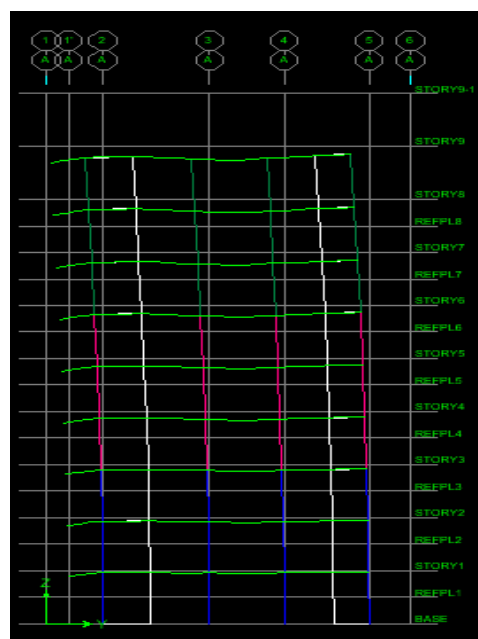
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis**



FigV.1 Vue en trois dimensions de la structure.

➤ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Déformée Shape** et on sélectionne une combinaison d'action



FigV.2 Déformé de structure selon(yy)

➤ **Les efforts internes :**

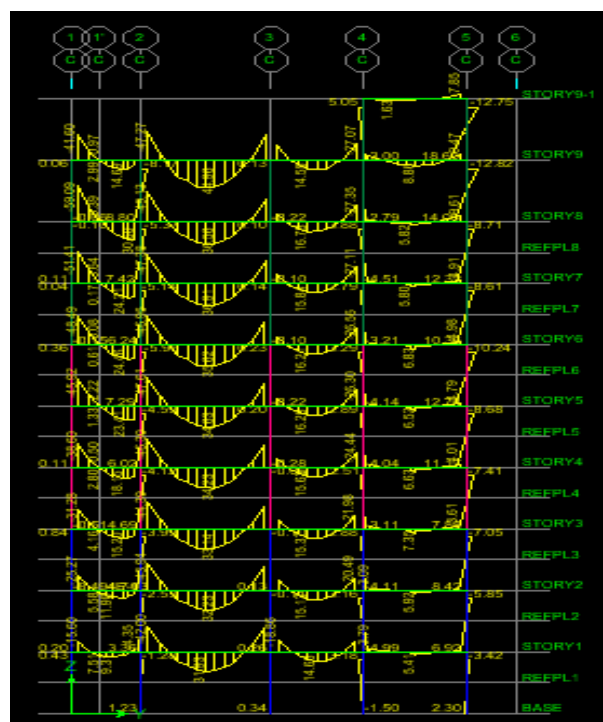
Le menu **Disptay** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante

Sélectionner le cas de chargement

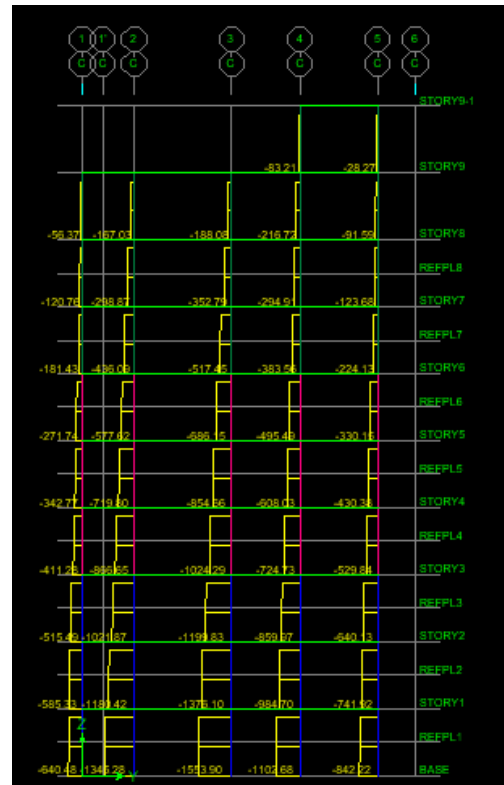
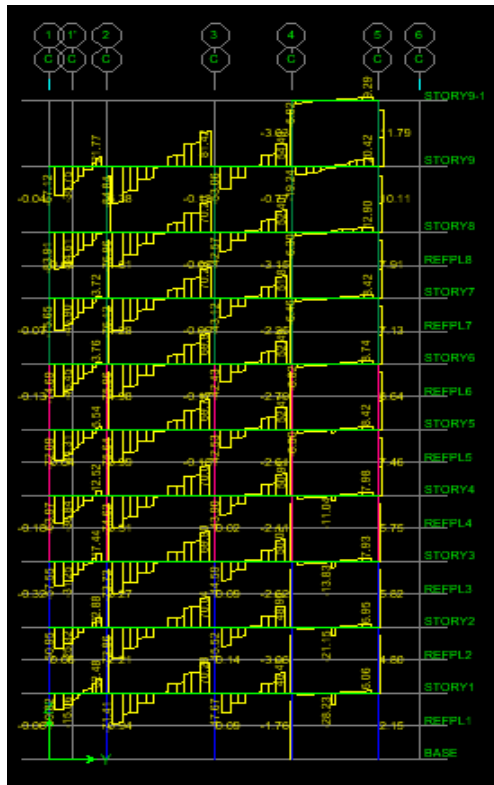
- L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts
- L'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plans
- L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- L'option **Torsion** et **Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on diagramme** :L'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on diagramme** : portique-(C)-selon(yy).



FigV.3 Diagrammes des moments fléchissant



FigV.4 Diagramme des efforts tranchant

FigV.5 Diagramme des efforts normaux

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Beam Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Beam Forces										
Edit View										
Beam Forces										
	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
▶	STORY9	B430	ELU	0.000	0.00	12.32	0.00	4.192	0.000	-0.083
	STORY9	B430	ELU	0.483	0.00	14.50	0.00	4.192	0.000	-6.565
	STORY9	B430	ELU	0.483	0.00	28.19	0.00	11.655	0.000	-6.579
	STORY9	B430	ELU	0.967	0.00	30.37	0.00	11.655	0.000	-20.732
	STORY9	B430	ELU	0.967	0.00	44.37	0.00	20.058	0.000	-20.734
	STORY9	B430	ELU	1.250	0.00	45.65	0.00	20.058	0.000	-33.487
	STORY9	B430	08GEX MAX	0.000	0.00	6.68	0.00	5.024	0.000	0.372
	STORY9	B430	08GEX MAX	0.483	0.00	7.84	0.00	5.024	0.000	-1.706
	STORY9	B430	08GEX MAX	0.483	0.00	14.52	0.00	9.881	0.000	-1.664
	STORY9	B430	08GEX MAX	0.967	0.00	15.68	0.00	9.881	0.000	-6.776
	STORY9	B430	08GEX MAX	0.967	0.00	22.75	0.00	15.659	0.000	-6.724
	STORY9	B430	08GEX MAX	1.250	0.00	23.43	0.00	15.659	0.000	-11.412
	STORY9	B430	08GEX MIN	0.000	0.00	3.63	0.00	-1.625	0.000	-0.403
	STORY9	B430	08GEX MIN	0.483	0.00	4.79	0.00	-1.625	0.000	-3.871
	STORY9	B430	08GEX MIN	0.483	0.00	9.97	0.00	-0.028	0.000	-3.920
	STORY9	B430	08GEX MIN	0.967	0.00	11.13	0.00	-0.028	0.000	-11.207
	STORY9	B430	08GEX MIN	0.967	0.00	16.18	0.00	1.452	0.000	-11.256

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
▶	STORY3	C91	ELU	0,000	-515.49	-0.32	-13.77	0.108	-20.271	-0.008
	STORY3	C91	ELU	1,330	-503.02	-0.32	-13.77	0.108	-1.956	0.417
	STORY3	C91	ELU	2,660	-490.55	-0.32	-13.77	0.108	16.358	0.843
	STORY3	C91	08GEX MAX	0,000	-53.82	4.20	7.21	6.390	12.399	13.571
	STORY3	C91	08GEX MAX	1,330	-47.17	4.20	7.21	6.390	2.868	8.409
	STORY3	C91	08GEX MAX	2,660	-40.52	4.20	7.21	6.390	21.005	4.527
	STORY3	C91	08GEX MIN	0,000	-428.52	-4.49	-19.18	-6.304	-30.048	-13.577
	STORY3	C91	08GEX MIN	1,330	-421.87	-4.49	-19.18	-6.304	-4.590	-8.030
	STORY3	C91	08GEX MIN	2,660	-415.22	-4.49	-19.18	-6.304	-6.800	-3.764
	STORY3	C91	08GEX1 MAX	0,000	-53.82	4.20	7.21	6.390	12.399	13.571
	STORY3	C91	08GEX1 MAX	1,330	-47.17	4.20	7.21	6.390	2.868	8.409
	STORY3	C91	08GEX1 MAX	2,660	-40.52	4.20	7.21	6.390	21.005	4.527
	STORY3	C91	08GEX1 MIN	0,000	-428.52	-4.49	-19.18	-6.304	-30.048	-13.577
	STORY3	C91	08GEX1 MIN	1,330	-421.87	-4.49	-19.18	-6.304	-4.590	-8.030
	STORY3	C91	08GEX1 MIN	2,660	-415.22	-4.49	-19.18	-6.304	-6.800	-3.764
	STORY3	C91	08GEY MAX	0,000	-84.57	0.62	13.67	3.520	25.054	2.347
	STORY3	C91	08GEY MAX	1,330	-77.92	0.62	13.67	3.520	7.094	1.537
	STORY3	C91	08GEY MAX	2,660	-71.27	0.62	13.67	3.520	25.701	0.770

➤ . Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	F11
▶	W38	Wall	143	843	ELU	Combination	-	-	-102.7
	W38	Wall	143	1597	ELU	Combination	-	-	-93.1
	W38	Wall	143	1597	ELU	Combination	-	-	-93.1
	W38	Wall	143	843	ELU	Combination	-	-	-102.7
	W38	Wall	143	843	08GEX	Combination	Max	-	-4.34
	W38	Wall	143	1597	08GEX	Combination	Max	-	3.81
	W38	Wall	143	1597	08GEX	Combination	Max	-	3.81
	W38	Wall	143	843	08GEX	Combination	Max	-	-4.34
	W38	Wall	143	843	08GEX	Combination	Min	-	-91.1
	W38	Wall	143	1597	08GEX	Combination	Min	-	-90.9
	W38	Wall	143	1597	08GEX	Combination	Min	-	-90.9
	W38	Wall	143	843	08GEX	Combination	Min	-	-91.1
	W38	Wall	143	843	08GEX1	Combination	Max	-	-4.34
	W38	Wall	143	1597	08GEX1	Combination	Max	-	3.81
	W38	Wall	143	1597	08GEX1	Combination	Max	-	3.81
	W38	Wall	143	843	08GEX1	Combination	Max	-	-4.34
	W38	Wall	143	843	08GEX1	Combination	Min	-	-91.1

V 6 Vérification des exigences de RPA :

Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. La flèche.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V6.1-Période fondamentale de la structure T :

1 Calcul de la période empirique :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par **RPA99 version 2003** :

$$T = (C_T h_N^{3/4})$$

avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 27.54$ m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ($C_T = 0.05$).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.05 (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

2 Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0.78 \text{ s}$$

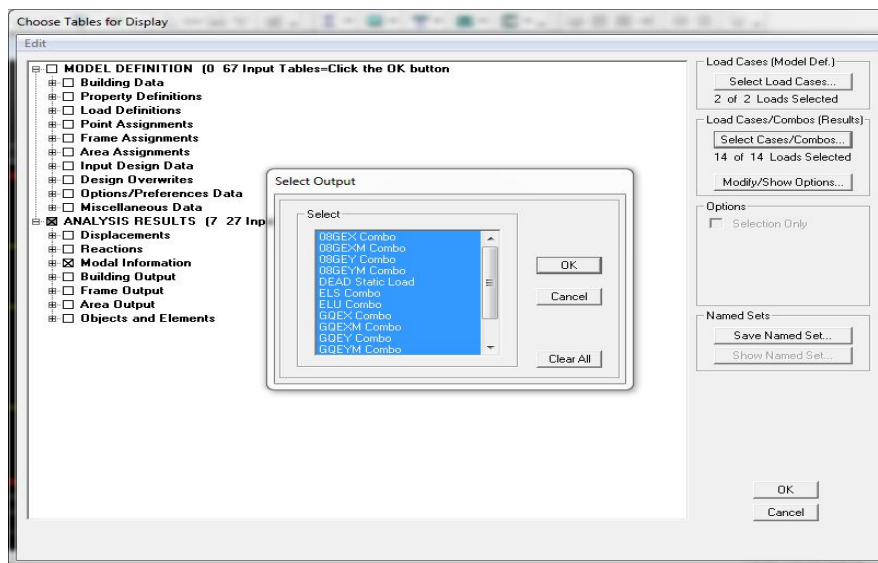
3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le Cheminement ci-après :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... 2 fois sur OK

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.747319	53.6168	0.3534	0.0000	53.6168	0.3534	0.0000	0.5212
2	0.723283	0.2320	68.2539	0.0000	53.8488	68.6073	0.0000	93.8442
3	0.525915	19.8305	3.6592	0.0000	73.6793	72.2665	0.0000	5.0982
4	0.226479	10.0650	0.0067	0.0000	83.7443	72.2732	0.0000	0.0011
5	0.213814	0.1178	13.8950	0.0000	83.8620	86.1682	0.0000	0.2077
6	0.158380	3.8639	0.4844	0.0000	87.7260	86.6526	0.0000	0.0074
7	0.113115	4.2892	0.0055	0.0000	92.0152	86.6581	0.0000	0.0002
8	0.102954	0.0031	5.5583	0.0000	92.0183	92.2165	0.0000	0.2361
9	0.079125	0.3681	0.1959	0.0000	92.3864	92.4123	0.0000	0.0069
10	0.073354	1.9979	0.0329	0.0000	94.3843	92.4453	0.0000	0.0006
11	0.065425	1.2879	0.1543	0.0000	95.6722	92.5995	0.0000	0.0021
12	0.060139	0.0289	2.9208	0.0000	95.7011	95.5203	0.0000	0.0354

$T_{1^{er}}^{mode} = 0,74 \text{ s} < T_{maj} = 0.78 \text{ s}$ condition vérifier.

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V6.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.2.7), pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontale rigide dans leur plan, on supposera que a chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontale a une excentricité par rapport au centre de torsion égale :

-5% de la plus grande dimension

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **building output**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	300.8696	300.8696	11.603	7.468	300.8696	300.8696	11.603	7.468	10.790	9.750
STORY2	D2	300.8696	300.8696	11.603	7.468	300.8696	300.8696	11.603	7.468	10.631	10.531
STORY3	D3	295.1301	295.1301	11.603	7.468	295.1301	295.1301	11.603	7.468	10.546	10.671
STORY4	D4	290.1668	290.1668	11.603	7.469	290.1668	290.1668	11.603	7.469	10.498	10.662
STORY5	D5	290.1668	290.1668	11.603	7.469	290.1668	290.1668	11.603	7.469	10.477	10.596
STORY6	D6	285.0319	285.0319	11.603	7.469	285.0319	285.0319	11.603	7.469	10.474	10.507
STORY7	D7	280.6731	280.6731	11.603	7.470	280.6731	280.6731	11.603	7.470	10.481	10.406
STORY8	D8	278.1949	278.1949	11.650	7.426	278.1949	278.1949	11.650	7.426	10.510	10.278
STORY9	D9	288.0682	288.0682	11.549	7.480	288.0682	288.0682	11.549	7.480	10.588	10.129
STORY9-1	D10	22.2252	22.2252	9.577	11.961	22.2252	22.2252	9.577	11.961	10.361	12.975

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant : avec C_M : le centre de masse.

C_R : le centre de torsion.

Suivant le sens $X-X|C_M - C_R| \leq 5\%L$

story	diaphragme	C_M	C_R	$C_M - C_R$	5%L
RDC	D1	11.603	10.790	0.813	1.1775
ETAGE1	D2	11.603	10.631	0.972	
ETAGE2	D3	11.603	10.546	1.057	
ETAGE3	D4	11.603	10.496	1.107	
ETAGE4	D5	11.603	10.477	1.126	
ETAGE5	D6	11.603	10.474	1.129	
ETAGE6	D7	11.603	10.481	1.122	
ETAGE7	D8	11.650	10.510	1.14	
ETAGE8	D9	11.549	10.588	0.961	
Salle M	D10	9.577	10.361	0.784	

TableauV-1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens $Y-Y|C_M - C_R \leq 5\%L$

story	diaphragme	C_M	C_R	$C_M - C_R$	5%L
RDC	D1	7.468	9.750	2.282	0.7825
ETAGE1	D2	7.468	9.531	2.063	
ETAGE2	D3	7.468	9.671	2.203	
ETAGE3	D4	7.469	9.662	2.193	
ETAGE4	D5	7.469	9.596	2.127	
ETAGE5	D6	7.469	9.507	2.038	
ETAGE6	D7	7.470	9.406	1.936	
ETAGE7	D8	7.426	9.278	1.852	
ETAGE8	D9	7.480	9.129	1.649	
Salle M	D10	11.961	12.975	1.014	

Tableau V -2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V6. 3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de **la masse totale de la structure**. (article 4.3.4 RPA99 version2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.747319	53.6168	0.3534	0.0000	53.6168	0.3534	0.0000	0.5212
2	0.723283	0.2320	68.2539	0.0000	53.8488	68.6073	0.0000	93.8442
3	0.525915	19.8305	3.6592	0.0000	73.6793	72.2665	0.0000	5.0982
4	0.226479	10.0650	0.0067	0.0000	83.7443	72.2732	0.0000	0.0011
5	0.213814	0.1178	13.8950	0.0000	83.8620	86.1682	0.0000	0.2077
6	0.158380	3.8639	0.4844	0.0000	87.7260	86.6526	0.0000	0.0074
7	0.113115	4.2892	0.0055	0.0000	92.0152	86.6581	0.0000	0.0002
8	0.102954	0.0031	5.5583	0.0000	92.0183	92.2165	0.0000	0.2361
9	0.079125	0.3681	0.1959	0.0000	92.3864	92.4123	0.0000	0.0069
10	0.073354	1.9979	0.0329	0.0000	94.3843	92.4453	0.0000	0.0006
11	0.065425	1.2879	0.1543	0.0000	95.6722	92.5995	0.0000	0.0021
12	0.060139	0.0289	2.9208	0.0000	95.7011	95.5203	0.0000	0.0354

Tableau V-3: pourcentage de participation de la masse modale

Le mode fondamentale est un mode de **translation** suivant **X** avec une mobilisation de **68.2539%**, et une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse **53.6166%**.

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment, à partir de **8^{ème} mode** d'où la condition de RPA est **vérifiée**.

V6.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

A) : Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

1) **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe / zone	I	IIa	IIb	II
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Groupe d'usage : 2 }
 Zone sismique : IIa } (Tab 4.1) de RPA **A = 0.15**

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (3.4. RPA 99/ version 2003) .

2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

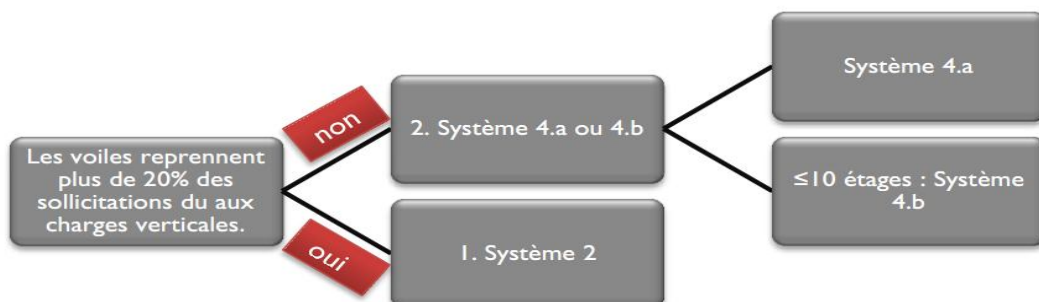
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification

D'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



- **Conclusion :**

Les voiles et les portiques participent au système de contreventement, donc le

Système est mixte portiques/voiles avec interaction.

Mixte portique /voiles avec interaction (**R = 5**).

V 6.5 Justification de l'interaction portiques –voiles :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

✓ **Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
sens EX	1717.5508	100	1382.5009	80.49
sens EY	1931.2125	100	1477.7006	76.52
ELU	59976.78	100	11293.9685	18.83

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont :

- **Charges verticales reprise par les portiques :(80.8%)**
- **Charges verticales reprise par les voiles :(18.83%)**

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

3) Facteur d'amplification dynamique moyen D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_{ETABS} = 0,74$ [s].

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Tableau 4.7 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas : Site 3 **T₂ = 0,5 [s]** (Site meuble)

T₂=0.5s ≤ T_{etabs}=0.74s ≤ 3s donc : D =2,5 η (T₂/ T)^{2/3}

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide (ξ =7%) et des voiles (ξ =10 %), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

D'où η = 0,82 > 0,7.....**condition vérifiée**

Alors : D=2,5×0.82× (0.5 / 0.74)^{2/3}=1.578

Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS **W_t = M_t x g**

W_t= 26313.962 KN

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

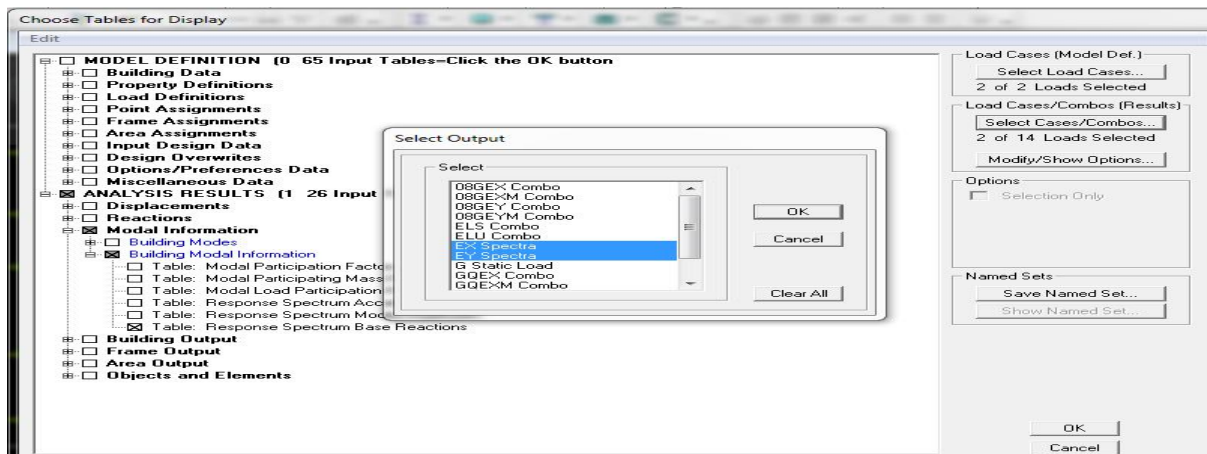
Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.578
Facteur de qualité Q	1.10
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W _t [kN]	26313.962

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.578 \times 1.10}{5} \times 26313962 = 1370.27 \text{ KN}$$

2) Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

V_x dyn = 1717.36 KN

V_y dyn = 1937.88 KN

3) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

V_{statique} = 1370.27 KN 0,8 V = 0,8 x 1370.27 = 1096.22 KN

V_x dyn = 1717.36 > 80% V = 1096.22 KN.....Condition vérifiée.

V_y dyn = 1937.88 > 80% V = 1096.22 KN Condition vérifiée.

V6-6 Calcul des déplacements relatifs : (Art 4-4-3 RPA)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

δ_k = R δ_{ek} ; δ_k = T_k / R_{jk}

δ_{ek}: Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

R=5 : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k+1» est égal à : **Δ_k = δ_k - δ_{k-1}**

Justification vis-à-vis des déformations D’après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\Delta k = \Delta k \leq 0.01 \text{ he}$$

ETAGE	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{k(x)}$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_{k(y)}$	$\Delta_K(x)$	$\Delta_K(y)$	1%he	Vérification
Salle M	0.0133	0.0532	0.0187	0.0748	0.0076	0.0036	0.0306	vérifiée
ETAGE8	0.0152	0.0608	0.0178	0.0712	0.0052	0.0068	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0139	0.0556	0.0161	0.0644	0.0060	0.0080	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.0124	0.0496	0.0141	0.0564	0.0072	0.0088	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0106	0.0424	0.0119	0.0476	0.0080	0.0092	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0086	0.0344	0.0096	0.0384	0.0084	0.0100	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0065	0.0260	0.0071	0.0284	0.0084	0.0096	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.0044	0.0176	0.0047	0.0188	0.0076	0.0084	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0025	0.0100	0.0026	0.0104	0.0068	0.0072	0.0306	vérifiée
RDC	0.0008	0.0032	0.0008	0.0032	0.0032	0.0032	0.0306	vérifiée

Tableau V.3 Vérification des déplacements relatifs.

V6.7 Vérification du déplacement maximal de la structure :

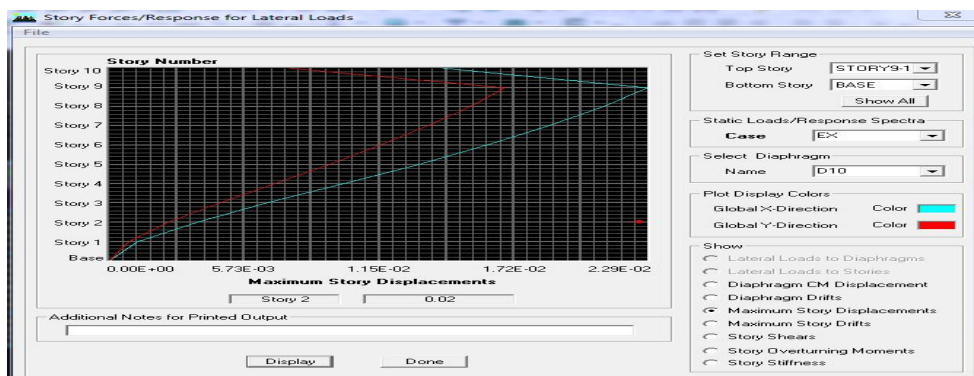
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

$$\delta_{max} \leq f = ht / 500$$

f : la flèche admissible.

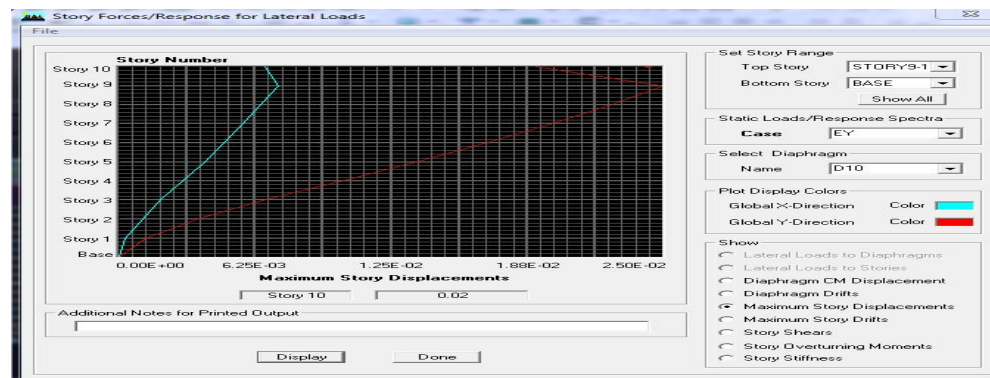
$ht = 27.54 \text{ m}$: la hauteur totale du bâtiment.

4) Sous l’action de Ex:



$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} \rightarrow f = ht/500 = 27.54/500 = 0,055 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

5) Sous l'action de Ey :



$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} \rightarrow f = ht/500 = 27.54/500 = 0,055\text{m} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

- ❖ Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

V6-8 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être **négligés**.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = WGi + 0.2WQi$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

ETAGE	P_k (KN)	h_k	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k(x)$	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y)$	θ_y
Salle M	282.51	3.06	0.0076	37.56	0.010	0.0036	556.524	0.0006
ETAGE8	3426.96	3.06	0.0052	413.84	0.014	0.0068	493.62	0.015
ETAGE7	6278.53	3.06	0.0060	705.29	0.017	0.0080	821.35	0.019
ETAGE6	9130.10	3.4	0.0072	950.02	0.022	0.0088	1094.98	0.024
ETAGE5	12210.84	3.06	0.0080	1159.74	0.027	0.0092	1327.86	0.027
ETAGE4	15034.83	3.06	0.0084	1339.39	0.030	0.0100	1525.19	0.032
ETAGE3	17987.19	3.06	0.0084	1485.50	0.033	0.0096	1686.48	0.033
ETAGE2	21052.19	3.06	0.0076	1597.49	0.032	0.0084	1810.53	0.032
ETAGE1	24117.20	3.06	0.0068	1679.56	0.032	0.0072	1899.18	0.029
RDC	27182.21	3.06	0.0032	1717.36	0.016	0.0032	1937.88	0.014

Tableau V.5 Vérification de l'effet P-Δ .

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure

Chapitre VI

Ferraillage Des Elements Structuraux

VI.1. Ferrailage des Poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	1.15	25	14.18	400	348
accidentelle	1.15	1		18.48		400

Tableau : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression (ou de traction) et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Conventions :

$N > 0$: Compression

$N < 0$: traction

Soit (1-1), (2-2) et (3-3) les axes locaux des sections des différents poteaux.

- Combinaison de calcul :

BAEL.91 modif.99 :

E.L.U. : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$

RPA.99 modif.2003 :

Situation accidentelle (art.5.2) $G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$

VI.1.2. Recommandations du « RPA.99 modif_2003 » :

✓ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal d'armatures est de 0.8% en zone IIa.

Poteaux (50 x 50) : $A_{s(\min)} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ Cm}^2$

Poteaux (45 x 45) : $A_{s(\min)} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ Cm}^2$

Poteaux (40 x 40) : $A_{s(\min)} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ Cm}^2$

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- **Zone courante :**

Poteaux (50 x 50) : $A_{s(max)} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ Cm}^2$

Poteaux (45 x 45) : $A_{s(max)} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ Cm}^2$

Poteaux (40 x 40) : $A_{s(max)} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ Cm}^2$

- **Zone de recouvrement :**

Poteaux (50 x 50) : $A_{s(max)} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ Cm}^2$

Poteaux (45 x 45) : $A_{s(max)} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ Cm}^2$

Poteaux (40 x 40) : $A_{s(max)} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ Cm}^2$

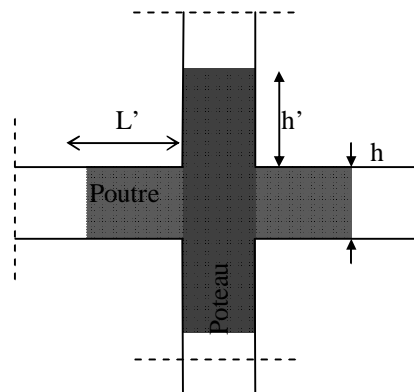
- Le diamètre minimal est de 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II a)

- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 [cm] en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites de préférence à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$h' = \text{Max} (h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$



- ✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ : Coefficient correcteur (Rupture prise en compte).

$\rho = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : Espacement des armatures transversales :

$A_t \leq \min (10 \Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (en zone IIa)

$A_t \leq 15 \Phi_1$ en zone courante. Avec Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales.

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

0.3 % si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

- Pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux, les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et en diamètre suffisants ($\Phi > 12$ cm).

VI.1.4. Calcul des armatures :

Etape de calcul en flexion simple :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

N_u : Effort de compression

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

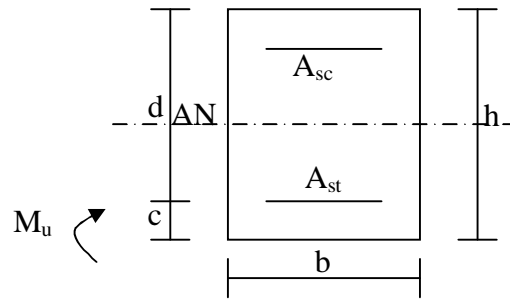


Fig VI.1

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées .

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature se calculera comme suite :

$$A = \frac{N_u - B \times \sigma_{bu}}{\sigma_s}$$

VI 1.5 Calcul des armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Excel ». les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99_version_2003 » en zone IIa.

Sens longitudinal :

ZONE	bxh	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	A_{reel}^{sup} cm ²	A_{reel}^{inf} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	A_{adp} cm ²
I	50X50	Nmax	-1774.71	-1.413	0.0007	0.225	SEC	0.00	0.00	20	8HA20	25.13
		Nmin	-434.36	-1.541	0.003	0.225	SEC	0.00	0.00	20		
		Mmax	-1076.9	-33.925	0.031	0.225	SEC	0.00	0.00	20		
II	45X45	Nmax	-1144.86	-3.697	0.0032	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		Nmin	-209.05	-0.969	0.0046	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2		
		Mmax	-577.92	-44.729	0.077	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2		
III	40X40	Nmax	-571.02	-5.352	0.0093	0.175	SEC	0.00	0.00	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		Nmin	10.96	-0.571	-0.052	0.175	SEC	0.00	0.00	12.8		
		Mmax	-167.03	-52.599	0.314	0.175	SPC	0.00	1.84	12.8		

Tableau VI.1 Evaluation du ferrailage des poteaux (sens longitudinal)

Sens transversal :

ZONE	bxh	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	A _{reel} ^{sup} cm ²	A _{reel} ^{inf} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adp} cm ²
I	50X50	Nmax	-1774.71	3.175	-0.0017	0.225	SEC	0.00	0.00	20	8HA20	25.13
		Nmin	-434.36	-8.772	0.020	0.225	SEC	0.00	0.00	20		
		Mmax	-747.52	-27.494	0.036	0.225	SEC	0.00	0.00	20		
II	45X45	Nmax	-1144.86	-3.697	0.0032	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		Nmin	-209.05	-10.882	0.052	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2		
		Mmax	-356.96	-28.705	0.080	0.2	SEC	0.00	0.00	16.2		
III	40X40	Nmax	-571.02	3.788	0.0066	0.175	SEC	0.00	0.00	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		Nmin	10.96	-0.012	0.001	0.175	SEC	0.00	0.00	12.8		
		Mmax	-92.21	-35.541	0.385	0.175	SPC	0.00	1.45	12.8		

Tableau VI.2 Evaluation du ferrailage des poteaux (sens transversal)

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Ferrailage
50x50	20	25.13	8HA20
45x45	16.2	20.61	4HA20+4HA16
40x40	12.8	14.20	4HA16+4HA14

Tableau du ferrailage des poteaux

Les vérifications à l'ELU :➤ **Longueur de recouvrement :**

Zone I : $L_r = 40 \cdot \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

Zone II : $L_r = 40 \cdot \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Zone III: $L_r = 40 \cdot \phi_1 = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$

➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.21)**

$L_s = (\phi_1 \cdot f_e) / 4 \tau_{su}$ tel que : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

Pour les HA14 : $l_s = (1.4 \times 400) / (4 \times 2.835) = 49.38 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = (1.6 \times 400) / (4 \times 2.835) = 56.44 \text{ cm.}$

Pour les HA20: $l_s = (2 \times 400) / (4 \times 2.835) = 70.55 \text{ cm.}$

VI.1.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL.91_modif.99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \Phi_l / 3 = 20 / 3 = 6.666 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales seront constituées de cadres de section :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8.}$$

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$t = \frac{A_t}{h_t \times f_e} \times V_u$$

Vu: Effort tranchant de calcul

h_t: Hauteur totale de la section brute

f_e: Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

pa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

➤ **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/version.2003):**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$ pour tous les poteaux.

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

On opte pour un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ pour tous les poteaux.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit : $\frac{A_{t(\min)}}{S_t \cdot b_1} \leq X\%$

$$X = 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$X = 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$X = 3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes ci-dessus.

$$\text{Avec } \lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\text{Poteau (50} \times \text{50) : } \lambda_g = \frac{2.856}{0.50} = 5.712 > 5$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.3\% \text{ t.b}$$

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.3\% \text{ t.b}$$

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ Cm}^2 > A_{t(\min)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poteau (45} \times \text{45)} : \lambda_g = \frac{2.856}{0.45} = 6.346 > 5 \longrightarrow \frac{A_{t(\min)}}{S_t \cdot b_1} = 0.3 \%$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.3\% \text{ t.b}$$

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.3\% \text{ t.b}$$

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ Cm}^2 > A_{t(\min)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40)} : \lambda_g = \frac{2.856}{0.4} = 4.14 > 5 \longrightarrow \frac{A_{t(\min)}}{S_t \cdot b_1} = 0.3 \%$$

$$\text{Zone courante : } A_{t(\min)} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t(\min)} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ Cm}^2 > A_{t(\min)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

NIV	V _u (KN)	λ _g	ρ _b	b (cm)	H (cm)	A _{adpt}	τ _b (MPa)	τ _{bu} (MPa)	OBS.
Du RDC au 2eme	23.15	5.712	0.075	50	50	2.01	0.092	1.875	Vérifiée
Du 3 eme au 5eme étage	30.38	6.346	0.075	45	45	2.01	0.150	1,875	Vérifiée
Du 6 eme au 8 eme étage	38.29	4.14	0.075	40	40	2.01	0.239	1,875	Vérifiée

Tableau : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VI.1.7 Vérifications à l'E.L.S. :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Poteaux (50x50) : $A_{\min} = 2.86 \text{ cm}^2 < A_s = 20.61 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Poteaux (45x45) : $A_{\min} = 2.30 \text{ cm}^2 < A_s = 12.32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 9.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On calcule les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions x-x et y-y et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS

Les contraintes positives représentent des compressions et les contraintes négatives représentent des tractions.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91A.4.5.2})$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.
- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

a .Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut : $\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc}$

b. Vérification d'une section entièrement comprimée :

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A + A')$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A' \cdot (0.5 \cdot h - d') - A \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A + A')}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans les tableaux ci-après :

Sens longitudinal

ZONE	bxh	Sollicitation	Ns(KN)	Msg(KN.m)	e_s (m)	h/6	OBC	σ_{bc} inf Mpa	σ_{bc} sup Mpa	$\bar{\sigma}_s$ inf Mpa	$\bar{\sigma}_s$ sup Mpa	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	Obs
I	50x50	Nmax	-1204.87	-0.943	0.0007	0.083	SEC	3.68	3.73	55.2	55.9	15	348	C.V
		Nmin	-293.73	-1.042	0.0035	0.083	SEC	0.87	0.93	13.2	13.9	15		C.V
		Mmax	-730.38	-23.083	0.0310	0.083	SEC	1.61	2.88	25	42.3	15		C.V
II	45x45	Nmax	-777.27	-2.477	0.0031	0.075	SEC	2.85	3.04	42.8	45.4	15		C.V
		Nmin	-141.45	-0.656	0.0046	0.075	SEC	0.51	0.56	7.69	8.36	15		C.V
		Mmax	-399.67	-30.01	0.075	0.075	SEC	0.37	2.66	7.4	38	15		C.V
III	40x40	Nmax	-387.59	-3.604	0.0092	0.066	SEC	1.7	2.12	25.9	31.4	15		C.V
		Nmin	7.46	-0.388	0.052	0.066	SEC	0.01	0.06	0.26	0.85	15		C.V
		Mmax	-113.12	-35.757	0.316	0.066	SPC	0	2.99	-41.5	39.1	15		C.V

Tableau VI.3: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS (sens longitudinal)

Sens transversal :

ZONE	bxh	Sollicitation	Ns(KN)	Msg(KN.m)	$e_s(m)$	h/6	OBC	σ_{bc} inf Mpa	σ_{bc} sup Mpa	$\bar{\sigma}_s$ inf Mpa	$\bar{\sigma}_s$ sup Mpa	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	Obs
I	50x50	Nmax	-1204.87	2.161	0.0018	0.083	SEC	3.64	3.76	54.7	56.4	15	348	C.V
		Nmin	-293.73	-5.986	0.020	0.083	SEC	0.74	1.07	11.3	15.8	15		C.V
		Mmax	-505.37	-18.741	0.037	0.083	SEC	1.03	2.07	16.3	30.3	15		C.V
II	45x45	Nmax	-777.45	3.558	0.0045	0.075	SEC	2.81	3.08	42.3	45.9	15		C.V
		Nmin	-141.45	-7.427	0.052	0.075	SEC	0.25	0.82	4.24	11.8	15		C.V
		Mmax	-391.67	-19.563	0.050	0.075	SEC	0.73	2.23	12.3	32.2	15		C.V
III	40x40	Nmax	-387.59	2.585	0.0066	0.066	SEC	1.76	2.06	26.7	30.7	15		C.V
		Nmin	7.46	-0.388	0.052	0.066	SEC	0.01	0.06	0.26	0.85	15		C.V
		Mmax	-113.12	-35.757	0.316	0.066	SPC	0	2.99	41.5	39.1	15		C.V

Tableau VI.4: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS (sens transversal)

VI.2- Ferrailage des poutres :

VI.2.1- Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.2.2-Réglementation :

➤ Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et vérifiées à L'E.L.S. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5 Q \text{ (E.L.U.)}$$

$$G + Q \text{ (E.L.S.)}$$

$$G + Q \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

$$0.8 G \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

➤ Recommandation de RPA version 2003 :

a. Armatures longitudinales (RPA 99 /2003 Art .7.5.2.1) :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\text{En zone courante : } 4 \%$$

$$\text{En zone de recouvrement : } 6 \%$$

▪ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

▪ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales (RPA 99 /2003. Art 7.5.2.1) :

La quantité d'armatures minimale est donnée par : $A_{\min} = 0.003 .S_t .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \Phi) = 10$ en zone nodale .

$S_t \leq h/2 = 20$ cm en dehors de la zone nodale (courante) .

Φ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Délimitation de la zone nodale [RPA 99/2003 Art 7.4.2.1 figure 7.2 zone nodale] :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

VI.2. 3-Calcul des armatures :

VII.2.3.1. Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{et} & \theta = 0.85 & \text{Cas accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{et} & \theta = 1 & \text{Cas durable} \end{cases}$$

En distingue deux cas :

Pour les FeE400 et $\gamma_s = 1.15 \rightarrow \mu_l = 0.392$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section simplement armée (SSA)

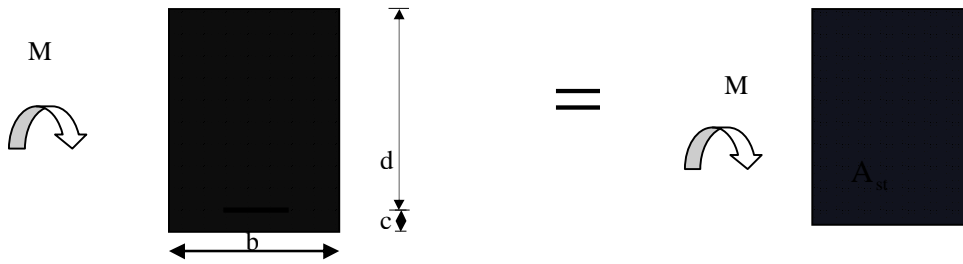
Si $\mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section doublement armée (SDA)

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

-Les armatures tendues sont calculés comme suit ;

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$.

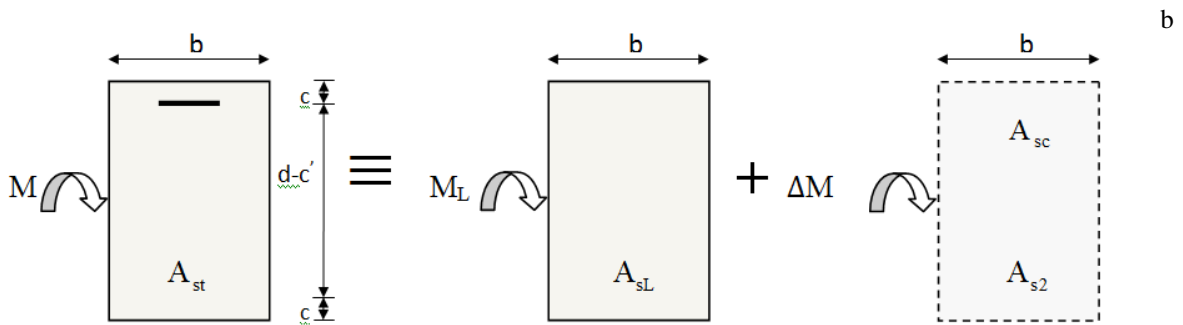


FigVI 2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \qquad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



FigVI 2.2 : Disposition des armatures SDA

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

A_s : Section d'armatures inférieures tendues

A_s' : Section d'armatures supérieures comprimées.

$$M_u = M_1 + \Delta M \text{ avec } M_1 = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc} \text{ et } \Delta M = M_u - M_1$$

Dans ce cas, la section d'armatures sera donc égale à :

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A_{s'} = \frac{\Delta M}{\sigma_{st} (d - c)}$$

Avec :

$$A_{s'} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c)}$$

Le calcul de la section d'armatures longitudinales pour les différentes poutres de la Structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure :

- **Poutres principales**
 - **Armatures en travées :**

Niv	Comb	M(KN.M)	μ	observation	B	As	A _{min(RPA)} (cm ²)	Ferrailage	A adapté (cm ²)
1	ELU	50.961	0.086	SSA	0.955	4.06	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
2	ELU	54.342	0.092	SSA	0.952	4.37	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
3	ELU	56.210	0.094	SSA	0.951	4.53	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
4	ELU	60.656	0.101	SSA	0.947	4.91	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
5	ELU	63.373	0.106	SSA	0.944	5.14	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
6	ELU	64.456	0.108	SSA	0.943	5.20	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
7	ELU	67.699	0.114	SSA	0.939	5.50	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
8	ELU	70.670	0.118	SSA	0.937	5.76	6	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)	8.01
9	ELU	72.290	0.121	SSA	0.935	5.93	6	3HA14 + 2HA12	8.01

VI.2.1-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

➤ Armatures aux appuis :

Niv	Comb	M(KN.M)	μ	observation	β	As	Amax	A min(RPA) (cm ²)	Ferailolage	A adapté (cm ²)
1	ELU	50.961	0.086	SSA	0.955	4.06	5.18	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	63.857	0.107		0.943	5.18				
	GQE	61.50	0.102		0.946	4.99				
2	ELU	54.342	0.092	SSA	0.952	4.37	7.80	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	93.219	0.155		0.915	7.80				
	GQE	90.702	0.151		0.917	7.57				
3	ELU	56.210	0.092	SSA	0.952	4.52	8.46	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	100.36	0.167		0.908	8.46				
	GQE	98.019	0.163		0.911	8.24				
4	ELU	60.656	0.100	SSA	0.947	4.90	8.02	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	95.67	0.159		0.913	8.02				
	GQE	92.833	0.154		0.916	7.76				
5	ELU	63.973	0.106	SSA	0.944	5.14	7.17	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	86.313	0.144		0.922	7.17				
	GQE	83.23	0.138		0.925	6.89				
6	ELU	64.456	0.107	SSA	0.944	5.50	5.93	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	72.452	0.120		0.936	5.93				
	GQE	69.395	0.087		0.954	5.57				
7	ELU	67.699	0.115	SSA	0.939	5.50	5.50	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	55.49	0.092		0.952	4.46				
	GQE	52.130	0.087		0.954	4.18				
8	ELU	70.670	0.118	SSA	0.937	5.76	5.76	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	41.94	0.070		0.964	3.33				
	GQE	41.380	0.070		0.964	3.33				
9	ELU	72.290	0.120	SSA	0.936	5.93	5.93	6	3HA14+ 3HA14 (chapeaux)	9.24
	0.8GE	28.375	0.047		0.976	2.22				
	GQE	35.300	0.058		0.970	2.78				

VI.2.2-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Le ferrailage adopté pour les poutres principales selon le moment max en travée et en appuis sera donc de :

$$\text{En travée : } A_{\text{inf}} = 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{sup}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{inf}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{sup}} = 3\text{HA14} + 3\text{chapeaux HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires :**

➤ **En travées :**

Niv	Comb	M(KN. M)	μ	observation	B	As	A _{min(RPA)} (cm2)	Ferrailage	A adapté (cm2)
1	ELU	10.097	0.022	SSA	0.989	0.90	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
2	ELU	14.780	0.033	SSA	0.984	1.32	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
3	ELU	17.743	0.040	SSA	0.980	1.60	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
4	ELU	23.357	0.052	SSA	0.973	2.12	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
5	ELU	27.552	0.060	SSA	0.969	2.51	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
6	ELU	30.102	0.066	SSA	0.966	2.75	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
7	ELU	34.149	0.076	SSA	0.960	3.14	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
8	ELU	37.268	0.082	SSA	0.957	3.44	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01
9	ELU	35.383	0.078	SSA	0.959	3.26	5.25	3HA14 + 3HA12	8.01

VI.2.3-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire

➤ Aux appuis :

Niv	Comb	M(KN.M)	μ	observation	B	As	Amax	A min(RPA) (cm2)	Ferrailage	A adapté (cm2)
1	ELU	10.97	0.022	SSA	0.989	0.90	5.64	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	59.35	0.131		0.929	5.64				
	GQE	58.094	0.128		0.931	5.51				
2	ELU	14.78	0.033	SSA	0.984	1.32	7.90	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	80.554	0.179		0.901	7.90				
	GQE	78.705	0.175		0.902	7.71				
3	ELU	17.743	0.040	SSA	0.980	1.60	8.62	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	86.896	0.194		0.891	8.62				
	GQE	84.742	0.188		0.895	8.37				
4	ELU	23.357	0.052	SSA	0.973	2.12	8.26	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	83.775	0.186		0.896	8.26				
	GQE	80.917	0.180		0.900	7.94				
5	ELU	27.552	0.060	SSA	0.969	2.51	7.42	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	76.13	0.169		0.907	7.42				
	GQE	72.763	0.162		0.911	7.06				
6	ELU	30.102	0.066	SSA	0.699	2.75	6.27	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	65.34	0.146		0.921	6.27				
	GQE	61.754	0.138		0.925	5.90				
7	ELU	34.149	0.076	SSA	0.960	3.14	4.83	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	51.366	0.114		0.939	4.83				
	GQE	48.954	0.108		0.943	4.59				
8	ELU	37.268	0.082	SSA	0.957	3.44	4.20	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	40.15	0.089		0.953	3.72				
	GQE	45.04	0.100		0.947	4.20				
9	ELU	35.983	0.078	SSA	0.959	3.26	3.26	5.25	3HA14 + 3HA14	9.24
	0.8GE	26.213	0.058		0.970	2.38				
	GQE	30.626	0.068		0.965	2.80				

VI.2-4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Le ferrailage adopté pour les poutres secondaires selon le moment max en travée et en appuis sera donc de :

$$\text{En travée : } A_{\text{inf}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{sup}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{inf}} = 3\text{HA14} + 3\text{chapeaux HA14} = 9.24\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{sup}} = 3\text{HA14} + 3\text{chapeaux HA14} = 9.24 \text{ cm}^2.$$

VI.2.3.2.-Vérification à l'ELU :

1- Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2_BAEL91_modif.99) :

a. Poutres principales :

$$\frac{A_a}{bd} = \frac{9.24}{30 \times 37.5} = 0.00821 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{2.1}{400} = 0.0012 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires :

$$\frac{A_a}{bd} = \frac{9.24}{30 \times 32.5} = 0.00947 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{2.1}{400} = 0.0012 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1_BAEL91_modif.99) :

a. Poutres principales :

$$\tau_U = \frac{V_U}{bd} = \frac{105.8 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.940 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires :

$$\tau_U = \frac{V_U}{bd} = \frac{39.03 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.40 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(Art A.6.1.3_ BAEL91_ modif .99) :

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

U_i : Somme des périmètres utiles des barres tendues (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ (Acier « Haute adhérence »).

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

➤ Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14(1.4 \times 3 + 1.4 \times 3) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{105.8 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 263.76} = 1.19 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14(1.4 \times 3 + 1.4 \times 3) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.03 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263.76} = 0.50 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 0.50 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Conclusion** : Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4- Longueur de scellement droit (Art A.6.1.22/BAEL91_ modif.99) :

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\text{Barres de } 14\Phi : \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Barre de } 12\Phi : \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } l_s = 45 \text{ cm}$$

On peut constater que la longueur de scellement droit dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées. Dans ce cas, le règlement BAEL91_modif.99 admet que

l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s$

Barres de 14Φ : $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

Barres de 12Φ : $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

5- Influence de l'effort tranchant sur l'acier:

a .Appui de rive : (Art A.5.312/BAEL91_modif.99)

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_a > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{V_u}{f_e}$$

➤ Poutres principales (30 x 40) :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{105.8 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ d'ancrage}} = 3.04 \text{ cm}^2$$

➤ Poutres secondaires (30 x 35) :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{39.03 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ d'ancrage}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures au niveau des appuis de rive sont suffisamment ancrées pour chacun des deux types de poutres.

b.Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

Dans le cas où la valeur absolue du moment fléchissant de calcul à l'E.L.U est $M_u < 0.9 . V_u . d$; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

6-Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313_BAEL91_99) :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \cdot 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 105.8 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 375} = 2.08 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée .

➤ **Poutres secondaires :**

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 39.03 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 325} = 0.89 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée .

VI.2.3.3. Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2_BAEL91_modif.99) :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, 1.2 \right)$$

$$\text{Poutres principales (30 x 40) : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 1.2 \right) = 11.42 \text{ Cm.}$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 35) : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 1.2 \right) = 10 \text{ Cm.}$$

$$\text{Soit } \Phi 8 : A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ Cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par des cadres et des étriers de $\Phi 8$.**1.Espacement maximal des armatures transversales (Art A.5.1.22_BAEL91_modif.99) :**

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

$$\text{Poutres principales : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 37.5, 40) = 33.75 \text{ Cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 25 \text{ Cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 33, 40) = 29.25 \text{ Cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 25 \text{ Cm}$$

2.Calcul de l'écartement initial des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA.99-2003).**a.Poutres principales**➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ Cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{ Cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{35}{2} = 17.50 \text{ Cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$

b.Poutres secondaires :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4\right) = 8,75 \text{ Cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = 8.75 \text{ Cm}$$

Soit $St = 8 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ Cm}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{35}{2} = 17.50 \text{ Cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$

VI.2.3.4. Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b. Résistance du béton en compression (Art. A.4.5.2-BAEL91_modif.99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{A_a \beta_1 d}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a : Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Vérification des poutres principales :**

Niv	M_S [MPa]	A_S [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Obs
1	25.308	8.01	0.719	0.877	25.65	59.38	348	2.31	15	C.V
2	25.656	8.01	0.719	0.877	25.65	60.19		2.34		C.V
3	26.213	8.01	0.719	0.877	25.65	61.50		2.40		C.V
4	26.97	8.01	0.719	0.877	25.65	63.27		2.47		C.V
5	27.28	8.01	0.719	0.877	25.65	64.01		2.50		C.V
6	27.916	8.01	0.719	0.877	25.65	65.50		2.55		C.V
7	28.753	8.01	0.719	0.877	25.65	67.45		2.63		C.V
8	28.548	8.01	0.719	0.877	25.65	66.96		2.61		C.V
9	34.636	8.01	0.719	0.877	25.65	81.25		3.18		C.V

Tableau VI 2.5.1 Vérification du ferrailage des poutres principales en travées.

Niv	M_S [MPa]	A_S [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Obs
1	34.70	9.24	0.821	0.870	23.46	67.83	348	2.89	15	C.V
2	37.01	9.24	0.821	0.870	23.46	72.35		3.08		C.V
3	38.01	9.24	0.821	0.870	23.46	72.30		3.08		C.V
4	41.3	9.24	0.821	0.870	23.46	80.73		3.44		C.V
5	43.146	9.24	0.821	0.870	23.46	84.34		3.59		C.V
6	43.882	9.24	0.821	0.870	23.46	85.78		3.65		C.V
7	46.088	9.24	0.821	0.870	23.46	90.09		3.84		C.V
8	48.105	9.24	0.821	0.870	23.46	94.03		4.00		C.V
9	49.114	9.24	0.821	0.870	23.46	96.00		4.09		C.V

Tableau VI 2.5.2 Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis.

➤ **Vérification des poutres secondaires :**

Niv	M _S [MPa]	A _S [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ̄ _{st} [MPa]	σ _b [MPa]	σ̄ _b [MPa]	Obs
1	5.01	8.01	0.695	0.879	26.32	16.21	348	0.615	15	C.V
2	5.05	8.01	0.695	0.879	26.32	16.34		0.62		C.V
3	5.95	8.01	0.695	0.879	26.32	19.26		0.73		C.V
4	8.487	8.01	0.695	0.879	26.32	27.47		1.04		C.V
5	10.753	8.01	0.695	0.879	26.32	34.81		1.32		C.V
6	11.795	8.01	0.695	0.879	26.32	38.18		1.45		C.V
7	13.435	8.01	0.695	0.879	26.32	43.49		1.65		C.V
8	15.545	8.01	0.695	0.879	26.32	50.32		1.91		C.V
9	11.853	8.01	0.695	0.879	26.32	38.37		1.46		C.V

Tableau VI.2.5.3 Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées.

Niv	M _S [MPa]	A _S [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ̄ _{st} [MPa]	σ _b [MPa]	σ̄ _b [MPa]	Obs
1	6.853	9.24	0.947	0.863	21.50	6.53	348	0.30	15	C.V
2	10.05	9.24	0.947	0.863	21.50	9.57		0.44		C.V
3	12.077	9.24	0.947	0.863	21.50	11.50		0.53		C.V
4	15.895	9.24	0.947	0.863	21.50	15.14		0.70		C.V
5	18.75	9.24	0.947	0.863	21.50	17.86		0.83		C.V
6	20.48	9.24	0.947	0.863	21.50	19.51		0.90		C.V
7	13.237	9.24	0.947	0.863	21.50	12.60		0.59		C.V
8	25.35	9.24	0.947	0.863	21.50	24.15		1.12		C.V
9	24.474	9.24	0.947	0.863	21.50	23.32		1.08		C.V

Tableau VI.2.5.4 Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

c. Etat limite de déformation :

$$- \text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par ETABS : 0.021 cm.

Condition vérifiée.

$$- \text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par ETABS : 0.023 cm.

Condition vérifiée.

VI 3 Ferrailage des voiles :

VI 3.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

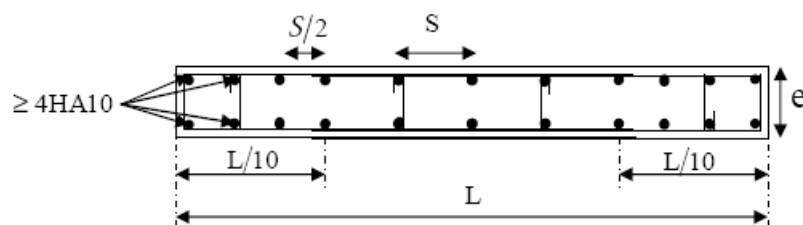
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

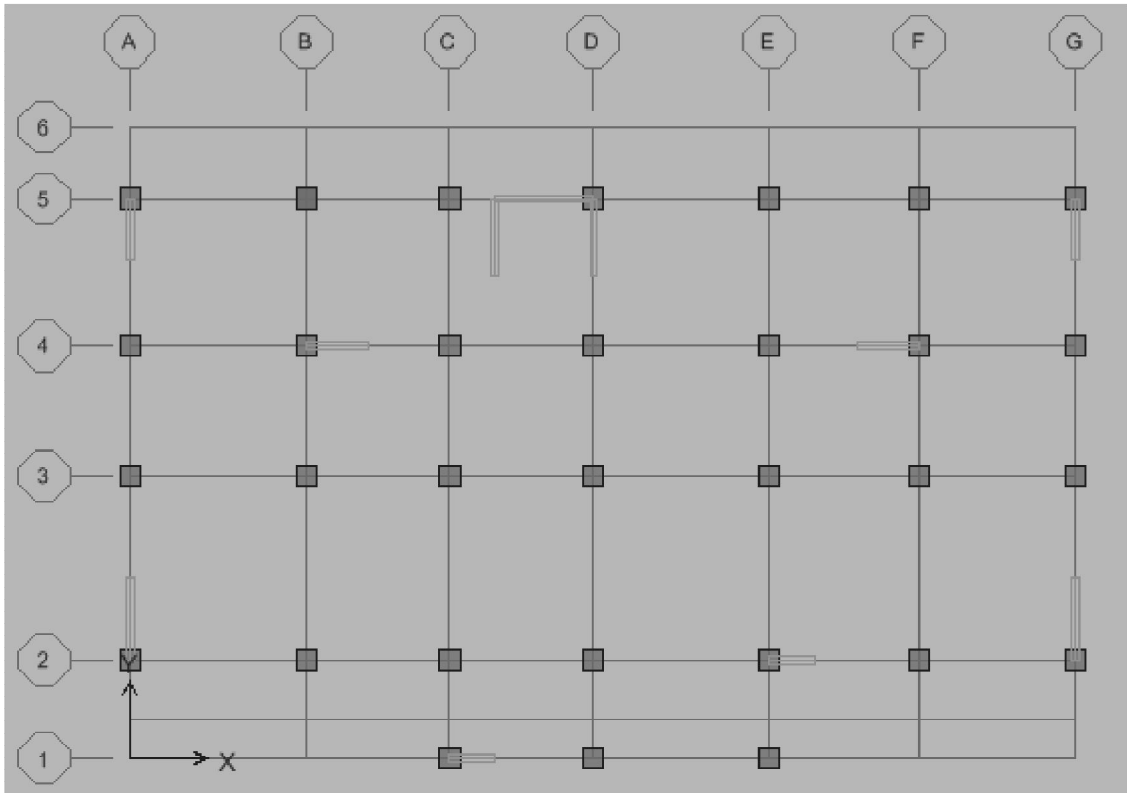
Où L' : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- **Zone I** : RDC ; 1^{er} ; 2^{ème} ; étage
- **Zone II** : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ; étage
- **Zone III**: 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} ;étage



Le schéma représente la disposition des voiles dans notre structure :

VI 3.2 combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales a prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

VI 3.3 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

VI 3.3.1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \frac{V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \frac{V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **section entièrement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré

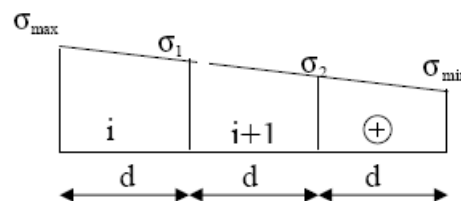
Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

Armatures minimales :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91)



➤ **section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

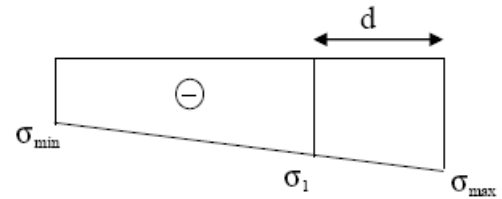
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimale

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré



➤ **section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

❖ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

❖ **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 $A_h \geq 0.10\% B$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{v_j} = 1.1 \frac{T}{F_e}$$

$$\text{Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Dispositions constructives :**

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa}$.

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

VI.3.4 Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du voile VT1 ($L = 2.00$ m) du RDC :

a) **Ferrailage vertical :**

Détermination des sollicitations :

Zone I :

1) Caractéristiques géométriques :

$L = 2.00$ m, $e = 0,20$ m, $I = 0.133\text{m}^4$, $B = L \cdot e = 0,40\text{m}^2$

$$V = V' = L / 2 = 1\text{m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 5402.17 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -7910.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{SPC}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = 0.81 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.19 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0.54 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{L_t}{2} = 0,594 \text{ m}$$

On prend $d = 0.594$ m

Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{max}}{L_t} = 2701.085 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 481.49 \text{ KN}$$

Armature vertical :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 12.04 \text{ cm}^2$$

Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 160.497 \text{ KN}$$

Armature vertical :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 4.01 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003:

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.4 \times 1.19 = 9.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 4.76 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 3.06 = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0.23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 \cdot d \cdot e \right\} = 14.34 \text{ cm}^2$$

Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 20 \text{ cm}.$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{F_e}$$

Avec $T = 1.4 V_u$

$$A_{vj} = \frac{1.54 T}{f_e} = \frac{1.54 \times 304.28 \times 10}{400} = 11.71 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 14.97 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 6.93 \text{ cm}^2$$

Bande 1 : 2X4 HA16 avec un espacement 10cm

Bande 2 : 2X5 HA16 avec un espacement 20cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0.15\%B \right\} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm²/ ml /par nappe avec : est = 20 cm

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit : HA8.

- ❖ **-Vérification des contraintes de cisaillement:**

Selon le RPA99 modifié 2003 :

$$\zeta_b = \frac{1.4 T}{e \times 0.9 \times d}$$

$$= \frac{1.4 \times 304.28}{0.2 \times 0.9 \times 2.00} \times 10^{-3} = 1.183 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon le BAEL91 modifié 99 :

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

$$\zeta_u = \frac{T}{e \times 0.9 \times d} = \frac{304.28}{0.2 \times 0.9 \times 2.00} \times 10^{-3} = 0.845 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

2. vérification a L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{1399.06}{4000 + 15 \times 33.84} \times 10 = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

VI- 3.5-Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

VT1	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5402.17	2680.31	4828.29	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7910.06	-4842.29	-4153.18	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	304.28	223.2	119.7	
	L _t (m)	1.19	1.29	0.92	
	L _c (m)	0.81	0.71	1.08	
	d (m)	0.594	0.644	0.462	
	σ_1 [KN/m ²]	2701.085	1340.155	2414.145	
	N (kN)	N ₁	481.49	258.80	334.90
		N ₂	160.497	86.266	111.634
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.04	6.47	8.37
		A _{v2}	4.01	2.16	2.79
	A _{vj} (cm ²)		11.71	8.59	4.61
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	14.97	8.62	9.52
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	6.94	4.30	3.94
	A _{min} (cm ²)		6.24	6.76	4.86
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.17	12.32	9.03
Bonde 2		20.09	15.4	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2X4HA14	2X4HA12
		Bonde 2	2X5HA16	2X5HA14	2X5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.57	3.86	2.77
	A _H /nappe (cm ²)		4.04	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	5HA12	5HA10
ep =20cm		(A=7.70cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)≤2.5	0.845	0.620	0.333
		τ_b (MPa)≤5	1.183	0.868	0.466
	ELS	N _s (kN)	1399.06	951.41	983.89
		σ_b (MPa)≤15	3.08	2.15	2.29

Tableau VI.3.1: Ferrailage des voiles : VT1 dans le sens transversal.

VT2	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3443.34	1808.1	3677.34	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6084.11	-4752.40	-4424.42	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	205.28	116.58	69.65	
	L _t (m)	0.96	1.09	0.82	
	L _c (m)	0.54	0.41	0.68	
	d (m)	0.479	0.543	0.410	
	σ_1 [KN/m ²]	1721.670	904.050	1838.670	
	N (kN)	N ₁	247.37	147.35	225.92
		N ₂	82.458	49.117	75.308
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.18	3.68	5.65
		A _{v2}	2.06	1.23	1.88
	A _{vj} (cm ²)		7.90	4.49	2.68
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	8.16	4.81	6.32
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	4.04	2.35	2.55
	A _{min} (cm ²)		5.03	5.70	4.30
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.03	9.03	9.03
Bonde 2		9.03	9.03	9.03	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA12	2X4HA12	2X4HA12
		Bonde 2	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7.5	7.5	7.5
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.87	3.26	2.46
	A _H /nappe (cm ²)		2.26	2.26	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10	5HA10
ep =20cm		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.760	0.432	0.258
		τ_b (MPa)	1.064	0.604	0.361
	ELS	N _s (kN)	954.66	637.47	318.42
σ_b (MPa)		2.92	1.95	0.97	

Tableau VI 3.2: Ferrailage des voiles : VT2 dans le sens transversal.

VT3	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4962.67	1849.1	2413.66	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8527.52	-4077.93	-3816.15	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	288.68	160.44	100.23	
	L _t (m)	0.95	1.03	0.92	
	L _c (m)	0.55	0.47	0.58	
	d (m)	0.474	0.516	0.459	
	σ_1 [KN/m ²]	2481.335	924.550	1206.830	
	N (kN)	N ₁	352.92	143.13	166.33
		N ₂	117.639	47.708	55.444
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.82	3.58	4.16
		A _{v2}	2.94	1.19	1.39
	A _{vj} (cm ²)		11.11	6.18	3.86
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	11.60	5.12	5.12
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	5.72	2.74	2.35
	A _{min} (cm ²)		4.98	5.42	4.82
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	12.32	12.32
Bonde 2		12.32	12.32	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2X4HA14	2X4HA14
		Bonde 2	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	7.5	7.5	7.5
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.84	3.10	2.76
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08	3.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12	5HA12	5HA12
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.069	0.594	0.371
		τ_b (MPa)	1.497	0.832	0.520
	ELS	N _s (kN)	519.5	375.42	207.54
		σ_b (MPa)	1.54	1.11	0.62

Tableau VI 3.5: Ferrailage des voiles : VT3 dans le sens transversal.

VT4	Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4100.95	2168.83	2920.64
	σ_{\min} [KN/m ²]		-10707.33	-4487.92	-4546.6
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		441.77	213.96	116.71
	L _t (m)		1.45	1.35	1.22
	L _c (m)		0.55	0.65	0.78
	d (m)		0.723	0.674	0.609
	σ_1 [KN/m ²]		2050.475	1084.415	1460.320
	N (kN)	N ₁	444.79	219.33	266.74
		N ₂	148.262	73.110	88.915
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.12	5.48	6.67
		A _{v2}	3.71	1.83	2.22
	A _{vj} (cm ²)		17.01	8.24	4.49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	15.37	7.54	7.79
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	7.96	3.89	3.35
	A _{min} (cm ²)		7.59	7.08	6.39
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.17	12.32	9.03
Bonde 2		20.09	15.4	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2X4HA14	2X4HA12
		Bonde 2	2X5HA16	2X5HA14	2X5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.34	4.05	3.65
	A _H /nappe (cm ²)		4.04	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	5HA12	5HA10
ep =20cm		(A=7.70cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.227	0.594	0.324
		τ_b (MPa)	1.718	0.832	0.454
	ELS	N _s (kN)	806.7	587.16	316.9
		σ_b (MPa)	1.78	1.33	0.74

Tableau VI 3.6: Ferrailage des voiles : VT4 dans le sens transversal.

VL1	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.22	0.22	0.22	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4297.02	456.58	1651.65	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7415.75	-3101.89	-2778.28	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	188.66	81.62	55.53	
	L _t (m)	0.70	0.96	0.69	
	L _c (m)	0.40	0.14	0.41	
	d (m)	0.348	0.479	0.345	
	σ_1 [KN/m ²]	3707.875	1550.945	1389.140	
	N (kN)	N ₁	387.35	223.07	143.75
		N ₂	129.117	74.357	47.917
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.68	5.58	3.59
		A _{v2}	3.23	1.86	1.20
	A _{vj} (cm ²)		7.26	3.14	2.14
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.50	6.36	4.13
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.04	2.64	1.73
	A _{min} (cm ²)		3.66	5.03	3.62
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	9.03	9.03
		Bonde 2	6.16	4.51	4.51
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		Bonde 2	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7.5	7.5	7.5
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.09	2.88	2.07
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	2.26	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12	5HA10	5HA10
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.953	0.412	0.280
		τ_b (Mpa)	1.334	0.577	0.393
	ELS	N _s (kN)	402.15	308.23	173.67
		σ_b (MPa)	1.62	1.28	0.72

Tableau VI 3.7: Ferrailage des voiles : VL1 dans le sens longitudinal

VL2	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.22	0.22	0.22	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3370.87	1001.37	2239.79	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8489.22	-4370.47	-4009.56	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	182.53	85.78	65.81	
	L _t (m)	0.79	0.89	0.71	
	L _c (m)	0.31	0.21	0.39	
	d (m)	0.394	0.447	0.353	
	σ_1 [KN/m ²]	4244.610	2185.235	2004.780	
	N (kN)	N ₁	501.30	293.35	212.23
		N ₂	167.101	97.784	70.744
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.53	7.33	5.31
		A _{v2}	4.18	2.44	1.77
	A _{vi} (cm ²)	7.03	3.30	2.53	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14.29	8.16	5.94
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.93	3.27	2.40
	A _{min} (cm ²)	4.13	4.70	3.71	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.07	12.32	9.03
Bonde 2		8.03	6.16	4.52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12
		Bonde 2	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7.5	7.5	7.5
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	2.36	2.68	2.12	
	A _H /nappe (cm ²)	4.02	2.26	2.26	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA14	5HA12	5HA10	
ep =20cm	(A=7.70cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=3.92cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.922	0.433	0.332
		τ_b (MPa)	1.291	0.607	0.465
	ELS	N _s (kN)	688.26	513.59	294.81
		σ_b (MPa)	2.69	2.12	1.23

Tableau VI 3.8: Ferrailage des voiles : VL2 dans le sens longitudinal.

VL3	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2154.71	430.3	951.47	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7578.66	-3930.06	-2372.01	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	421.16	364.38	202.61	
	L _t (m)	1.17	1.35	1.07	
	L _c (m)	0.33	0.15	0.43	
	d (m)	0.584	0.676	0.535	
	σ_1 [KN/m ²]	3789.330	1965.030	1186.005	
	N (kN)	N ₁	663.86	398.50	190.46
		N ₂	221.285	132.833	63.485
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.60	9.96	4.76
		A _{v2}	5.53	3.32	1.59
	A _{vj} (cm ²)		16.21	14.03	7.80
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.01	13.47	6.71
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.53	6.83	3.54
	A _{min} (cm ²)		6.13	7.10	5.62
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.07	16.07	12.32
		Bonde 2	16.07	16.07	12.32
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x4HA16	2x4HA14
		Bonde 2	2x4HA16	2x4HA16	2x4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	7.5	7.5	7.5
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.50	4.06	3.21
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	4.02	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	5HA14	5HA12
ep =20cm		(A=7.70cm ²)	(A=7.70cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.560	1.350	0.750
		τ_b (MPa)	2.184	1.889	1.051
	ELS	N _s (kN)	1005.23	717.98	399.63
		σ_b (MPa)	2.89	2.06	1.22

Tableau VI 3.9: Ferrailage des voiles : VL3 dans le sens longitudinal.

VL4	Zones	Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.3	0.3	0.3		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2319.05	900.26	1599.12		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6902.07	-3988.9	-3300.53		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	219.93	88.22	60.84		
	L _t (m)	1.12	1.22	1.01		
	L _c (m)	0.38	0.28	0.49		
	d (m)	0.561	0.612	0.505		
	σ_1 [KN/m ²]	3451.035	1994.450	1650.265		
	N (kN)	N ₁	581.20	366.12	250.12	
		N ₂	193.734	122.040	83.375	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.53	9.15	6.25	
		A _{v2}	4.84	3.05	2.08	
	A _{vj} (cm ²)		8.47	3.40	2.34	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.01	10.00	6.84	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.96	3.90	2.67	
	A _{min} (cm ²)		5.89	6.42	5.30	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.07	12.32	12.32	
		Bonde 2	16.07	12.32	12.32	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14
			Bonde 2	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14
S _t (cm)		Bonde1	7.5	7.5	7.5	
		Bonde 2	15	15	15	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.37	3.67	3.03		
A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.08	2.26		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	5HA12	5HA12		
ep =20cm		(A=7.70cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.815	0.327	0.225	
		τ_b (MPa)	1.140	0.457	0.315	
	ELS	N _s (kN)	841.81	632.82	353.31	
σ_b (MPa)		2.42	1.88	1.08		

Tableau VI 3.10: Ferrailage des voiles : VL4 dans le sens longitudinal.

VT5 VT6 VL5 (ascenseur)	Zones	Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.2	2.2	2.2		
	e (m)	0.15	0.15	0.15		
	B (m)	0.33	0.33	0.33		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3628.10	245.5	370.84		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6914.69	-2741.25	-1567.05		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	503.59	351.79	191.68		
	L _t (m)	1.44	2.02	1.78		
	L _c (m)	0.76	0.18	0.42		
	d (m)	0.721	1.010	0.890		
	σ_1 [KN/m ²]	3457.345	1370.625	783.525		
	N (kN)	N ₁	561.22	311.35	156.81	
		N ₂	187.074	103.782	52.271	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.03	7.78	3.92	
		A _{v2}	4.68	2.59	1.31	
	A _{vj} (cm ²)		19.39	13.54	7.38	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18.88	11.17	5.77	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9.52	5.98	3.15	
	A _{min} (cm ²)		5.68	7.95	7.00	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20.09	15.4	11.3	
		Bonde 2	20.09	15.4	11.3	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
			Bonde 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.25	4.54	4.00		
A _H /nappe (cm ²)		5.02	3.85	2.83		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	5HA12	5HA12		
ep =20cm		(A=7.7cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.696	1.184	0.645	
		τ_b (MPa)	2.374	1.658	0.904	
	ELS	N _s (kN)	738.74	558.61	321.6	
		σ_b (MPa)	1.89	1.48	0.88	

Tableau VI 3.11: Ferrailage des voiles : VT5 , VT6 , VL5

Chapitre VII

Etude De L'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

VII.3.1.Dimensionnement des fondations :

a. Vérification des semelles isolées sous poteaux

Les poteaux dans notre structure sont carrés (axb) d'où les semelles sont carrés (AxB)
Pour la vérification on prend la semelle la plus sollicité

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1204.87}{200}} = 2.45m$$

En tenant compte des entraxes des poteaux dans les deux sens, on remarque qu'il y aura des chevauchements entre les semelles, d'où l'utilisation des semelles isolées est impossible.

b. Vérification des semelles filantes sous poteaux

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

b.1.détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i .$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique B).

poteaux	Ns (KN)	e _i (m)	N _s . e _i (KN m)	M _i (KN m)
2	1204.87	5.625	6777.39	-3.146
3	1093.57	1.125	1230.26	-2.592
4	771.04	-2.045	-1576.77	0.527
5	764.09	-5.625	-4298.00	-7.962
Total	3833.57	/	2132.88	-13.173

Tab VII.1.Résultante des charges.

b.2. détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = 0.552 m$$

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

b.3. Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.552m < \frac{L}{6} = \frac{11.25}{6} = 1.875m$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3833.88}{11.25} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.552)}{11.25}\right) = 240.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3833.88}{11.25} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.552)}{11.25}\right) = 441.12 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3833.88}{11.25} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.552)}{11.25}\right) = 390.95 \text{ KN/m}^2$$

b.4. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{390.95}{200} = 1.95 \text{ m}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1.95 \times 11.25 = 21.94 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_1 = B \times n$

$$S_1 = 21.94 \times 7 = 153.58 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

C. Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{s} = \frac{G + Q}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

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	VOILES	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
transversal	VT1	1399.06	2.00	3.49	6.995
	VT2	954.66	1.50	3.18	4.773
	VT3	606.82	2.20	1.38	3.034
	VT4	633.92	2.20	1.44	3.17
	VT5	519.50	1.50	1.73	2.597
	VT6	806.70	2.00	2.02	4.033
longitudinal	VL1	402.15	1.10	1.83	2.011
	VL2	688.26	1.10	3.13	3.441
	VL3	1005.23	1.50	3.35	5.026
	VL4	841.81	1.50	2.80	4.209
	VL5	738.74	2.20	1.68	3.694
					∑ S = 42.98

Tab. VII.2 : Surfaces des semelles filantes sous voiles

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_2 = 42.98 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filante :

$$S_t = S_1 + S_2$$

$$\text{Avec : } S_t = 153.58 + 42.98 = 196.56 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{Bat} = 297.05 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{196.56 \times 100}{297.05} = 66.17\%$$

Remarque

Vu que les semelles occupent une surface importante (plus de 50% de la surface du sole d'assise), on opte pour un radier général.

VII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.4.1. Pré dimensionnement du radier :**a. Epaisseur du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

L'épaisseur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($e_{\min} = 25$ cm)

Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

Avec : $L_{\max} = 4.50$ m

L_{\max} : portée maximale

$$\frac{4.50}{8} \leq h \leq \frac{4.50}{5} \quad \Rightarrow \quad 0.56 \leq h \leq 0.90$$

1. La dalle : La dalle du radier doit satisfaire au condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une épaisseur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40$ cm.

2. La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur de :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 100 \text{ cm.}$$

- La largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \quad \Leftrightarrow \quad 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$\Leftrightarrow \quad 40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{On prend : } b_n = 55 \text{ cm}$$

❖ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à } h \geq 3 \sqrt[4]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e: Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de **1 m**).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq 3 \sqrt[4]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.907 \text{ m} \quad \text{On adopte pour : } h = 100 \text{ cm}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures: $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$
- Dalle flottante : $h = 10 \text{ cm}$

VII.4.2. Calcul des charges nécessaires au radier :

Détermination de la surface nécessaire du radier :

- Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charge permanente $G = 26166.77 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 5077.18 \text{ KN}$

Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 42940.91 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 31243.95 \text{ KN}$

Calcul de la surface du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42940.91}{1,33 \times 200} = 161.43 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{31243.95}{200} = 156.22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 297.05 \text{ m}^2 > \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 161.43 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ Cm}$

$$S_{deb} = (23,55+14.20) \times 0,5 \times 2 + 0.5 \times 0.5 \times 4 = 38.75 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 297.05 + 38.75 = 335.80 \text{ m}^2$

VII.4.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

❖ Charges permanentes :

Poids de bâtiment : $G = 26166.77 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (335.80 \times 0,4) \times 25 = 3358.00 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,55 \times 0.6 \times 23,55 \times 4) + (0,55 \times 0.6 \times 8.4) + (0,55 \times 0.6 \times 11.75 \times 4) + (0.55 \times 0.6 \times 14.2 \times 3)] \times 25$$

$$P_n = 1585.65 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,55 \times 23,55 \times 4) + (0,55 \times 8.4) + (0,55 \times 11.75 \times 4) + (0,55 \times 14.2 \times 3) = 105.71 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(335.8 - 105.71) \times (1.00 - 0,4)] \times 25 = 2346.92 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 335.8 \times 0,1 \times 25 = 839.5 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{cm).}$$

$$G_{rad} = 3358.00 + 1585.65 + 2346.92 + 839.00 = \mathbf{8129.57 \text{ KN}}$$

❖ Charges d'exploitation :

Surcharge du bâtiment $Q_{bat} = 5077.18 \text{ KN.}$

Surcharge du radier $Q_{rad} = Q_{Stockage} \cdot S_{radier} = 5 \times 335.8 = 1679.00 \text{ KN}$

Charge permanente apportée sur le radier G_T :

$G_T = G$ (superstructure) + G (infrastructure)

$$G_T = 26166.77 + 8129.57 = \mathbf{34296.34 \text{ KN.}}$$

Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T :

$$Q_T = Q \text{ (superstructure)} + Q \text{ (infrastructure)}$$

$$Q_T = 5077.18 + 1679.00 = \mathbf{6756.18 \text{ KN}}$$

❖ Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 56434.33 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 41052.52 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérifications :**a. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{56434.33 \times 1}{335.80} \times \frac{4,50}{2} = 378.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{378.13}{1 \times 0,36} = 1050.36 \text{ KN/m}^2 = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :**• Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.78 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.83 \text{ m}$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 3193,93 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 12909,80 \text{ m}^4$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(k = 0) + T_j(k = 0) \times h$$

- **Avec :**

$M_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

✓ **A L'ELU: (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33$$

✓ **A L'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$**

- **Avec :** $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 56434.33 \text{ KN} \quad ; \quad N_s = 41052.52 \text{ KN.}$$

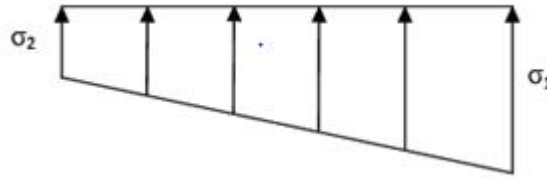


Figure VII-1 : Diagramme des contraintes sous radier.

- **Sens transversal :**
- **A l'ELU:**

$$M_y = [37330.863 + (1937.88 \times 1.0)] = 39268.74 \text{ KN m}$$

$$\sigma_1 = \frac{56434.33}{335.80} + \frac{39268.74}{12909.80} \times 7.83 = 191.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{56434.33}{335.80} - \frac{39268.74}{12909.80} \times 7.83 = 144.24 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 191.88 + 144.24}{4} = 179.97 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **A l'ELS:** $M_y = 39268.74 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{41052.52}{335.80} + \frac{39268.74}{12909.80} \times 7.83 = 146.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{41052.52}{335.80} - \frac{39268.74}{12909.80} \times 7.83 = 98.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.07 + 98.43}{4} = 134.16 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens longitudinal :**
- **A l'ELU:** $M_x = [6720.321 + (1717.36 \times 1.0)] = 8437.68 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{56434.33}{335.80} + \frac{8437.68}{3193.93} \times 11.78 = 199.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{56434.33}{335.80} - \frac{8437.68}{3193.93} \times 11.78 = 136.94 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199.18 + 136.94}{4} = 183.62 \text{ KN/m}^2$$

et **$1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$.**

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **A l'ELS:** $M_x = 8437.68 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{41052.52}{335.80} + \frac{8437.68}{3193.93} \times 11.78 = 153.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{41052.52}{335.80} - \frac{8437.68}{3193.93} \times 11.78 = 91.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153.37 + 91.13}{4} = 137.81 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$.

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

c. Vérification au poinçonnement (Art A .5.24 BEL91) :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

h : Epaisseur totale du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du poteau ou du voile.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

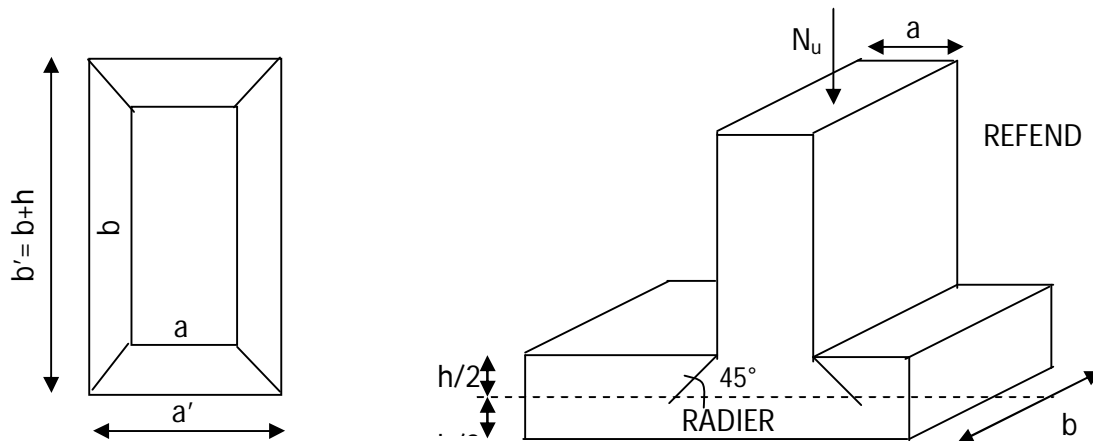


Fig VII.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

c.1. Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0.8 \times 25000}{1,5} = 3120 \text{ KN}$$

$$N_u = 1774.71 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3120 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c.2. Vérification pour les voiles :

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 2.00 + 2 \times 1) \times 2 = 8.4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 8.4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6300 \text{ KN}$$

$$N_u = 2070.29 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6300 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Vérification de la poussée hydrostatique:

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique.

$$G_{tot} \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

G_{tot} : Poids totale à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement est égale à 1.5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m^3 .

h : Profondeur de l'infrastructure est égale à 1 m.

$$G_{tot} = 34296.34 \text{ KN} > 1.5 \times 335.80 \times 10 \times 1 = 5037 \text{ KN.} \quad \rightarrow \text{ C.V}$$

VII.5 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL91)**.

On considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

VII.5.1 Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

- 1^{er} cas :

Si : $\rho < 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- 2^{eme} cas :

Si : $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

➤ Moments fléchissant :

- ◆ Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- ◆ Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

✓ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.50} = 0,96$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 183.62 - \frac{8129.57}{335.80} = 159.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 137.81 - \frac{8129.57}{335.80} = 113.60 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$v = 0 ; \rho = 0.96 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0401 . \\ \mu_y = 0,911. \end{array} \right.$$

On aura donc : $M_x = 0.0401 \times 159.41 \times 4.35^2 = 120.95 \text{ KN m}$

$$M_y = 0.911 \times 120.95 = 110.18 \text{ KN m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0.75** : pour les moments en travées.
- **0.50** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0.30** : pour les moments sur appuis de rive.

1-Ferrailage dans le sens x-x :

• **Aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0.5 \times 120.95 = 60.47 \text{ KN m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60.47 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Bd\sigma_{st}} = \frac{60.47 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 /ml = 7.7 cm² ; avec un espacement de 20 Cm

- **En travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max} = 0.75 \times 120.95 = 90.71 \text{ KN m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90.71 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{90.71 \times 10^3}{0,976 \times 37 \times 348} = 7.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 /ml = 10.05 cm² ; avec un espacement de 20 Cm.

2-Ferraillage dans le sens y-y :

- **Aux appuis**

$$M_{ua} = 0.5 \cdot M_{u \max} = 0.5 \times 110.18 = 55.09 \text{ KN m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.09 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.09 \times 10^3}{0,986 \times 37 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 /ml = 7.7 cm² ; avec un espacement de 20 Cm

- **En travée :**

$$M_{ut} = 0.75 \cdot M_{u \max} = 0.75 \times 110.18 = 82.63 \text{ KN m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{82.63 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{82,63 \times 10^3}{0,979 \times 37 \times 348} = 6,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 /ml = 10.05 cm² ; avec un espacement de 20 cm.

Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VII.5.1.1 Vérifications à l'E.L.U :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec : $\rho_0 = 0,8\%$ pour les aciers FeE400

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3 - 0,96}{2} \right) = 3,26 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement: (Art A8.2 242 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion :

La condition est vérifiée dans les deux sens

d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 [MPa] \right\} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } V_U = \frac{q_u \times L_y}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{159,41 \times 4500}{2 \times 1000 \times 370} = 0,97 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

VII.5.1.2 Calcul et vérification à l'E.L.S :**a. Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\rho = 0,96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0401 \times 113,60 \times 4,35^2 = 86,20 \text{ KN m} \\ M_y = 0,911 \times 86,20 = 78,53 \text{ KN m} \end{cases}$$

Sens (X-X)

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 86,20 = 43,10 \text{ KN m}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max} = 0,75 \times 86,20 = 64,65 \text{ KN m}$$

Sens (Y-Y)

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 78,53 = 39,26 \text{ KN m}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max} = 0,75 \times 78,53 = 58,90 \text{ KN m}$$

Remarque : Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera fait dans le sens le plus défavorable (X-X).

b. Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Aux appuis :**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec α : Position de l'axe neutre

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{60.47}{43.10} = 1,40 \quad \rightarrow \quad \mu = 0.022 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{90.71}{64.65} = 1,40 \quad \text{et} \quad \mu = 0,033 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur..

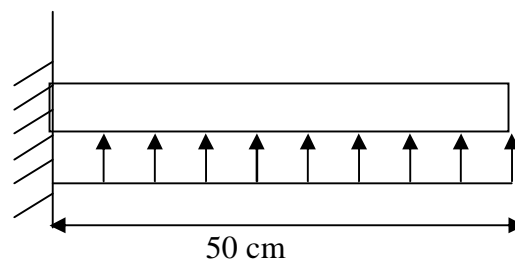


Fig VII.2 : Schéma statique du débord

❖ **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 159.41 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{159.41 \times 0,50^2}{2} = 19.92 \text{ KN.m}$$

A P'ELS : $q_s = 113.60 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{113.60 \times 0,50^2}{2} = 14.20 \text{ KN.m}$$

VII.5.2.1 Calcul des armatures :

1. Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{19.92 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.92 \times 10^4}{0,995 \times 370 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

VII.5.2.2. Vérification à l'ELU :

* **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

VII.5.2.3. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.92}{14.20} = 1,40$$

$$\mu = 0,007 \rightarrow \alpha = 0,0100$$

$$\alpha = 0,0100 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

A radier > A débord ⇔ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.5. 3.Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

. Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x. (0.5 - \rho_x^2/6).$$

$$l_t = l_x. (0.5 - \rho_x^2/4).$$

Qu = qu x l_m. Pour les moments fléchissant.

Qs = qs x l_m

Qu = qu x l_t. Pour les efforts tranchant

Qs = qs x l_t

a) Les charges revenant aux nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 100 \text{ (cm)} \quad ; \quad b = 55 \text{ (cm)} \quad ; \quad c = 3 \text{ (cm)}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs.

• Détermination des efforts :

A ELU : qu = 159.41 (KN/ml)

A ELS : qs = 113.60 (KN/ml)

1) Détermination des efforts :

➤ Sens X-X :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4,35 \left(0.5 - \frac{0,966^2}{6} \right) = 1.50 \text{ m}$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4,35 \left(0.5 - \frac{0,966}{4} \right) = 1.12 \text{ m}$$

ELU :

$$q_{uM} = q_{um} \times l_m \times 2 = 478,23 \text{ KN/m}$$

$$q_{uT} = q_{um} \times l_t \times 2 = 357,08 \text{ KN/m}$$

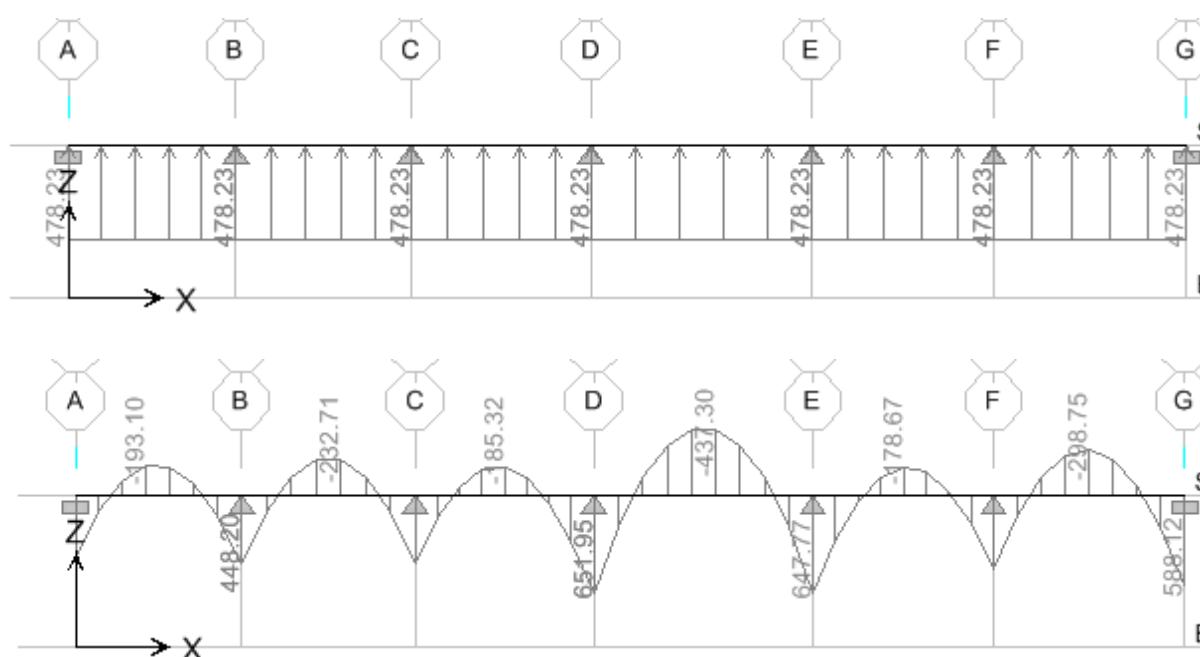


Figure VII.3 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELU.

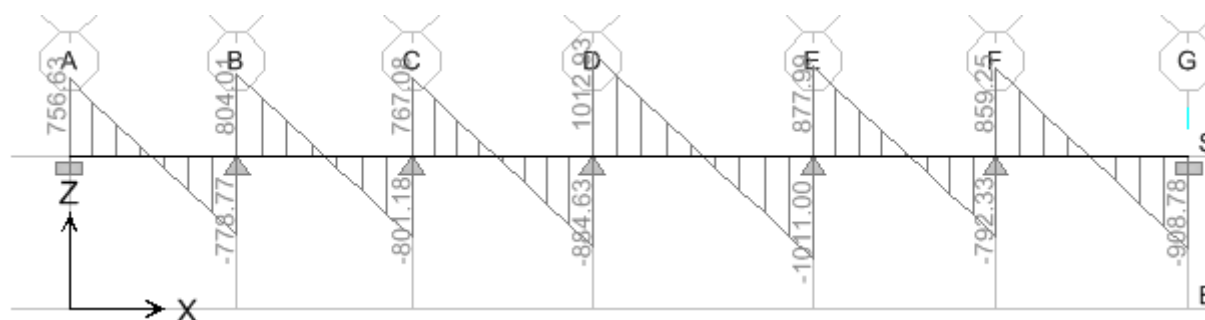


Figure VII.4 : Diagrammes des efforts tranchant aux KN à l'ELU.

$$ELS: q_{SM} = q_{sm} \times l_m \times 2 = 113.60 \times 1.50 \times 2 = 340.8 \text{ KN/m}$$

$$q_{ST} = q_{sm} \times l_t \times 2 = 113.60 \times 1.12 \times 2 = 254.46 \text{ KN/m}$$

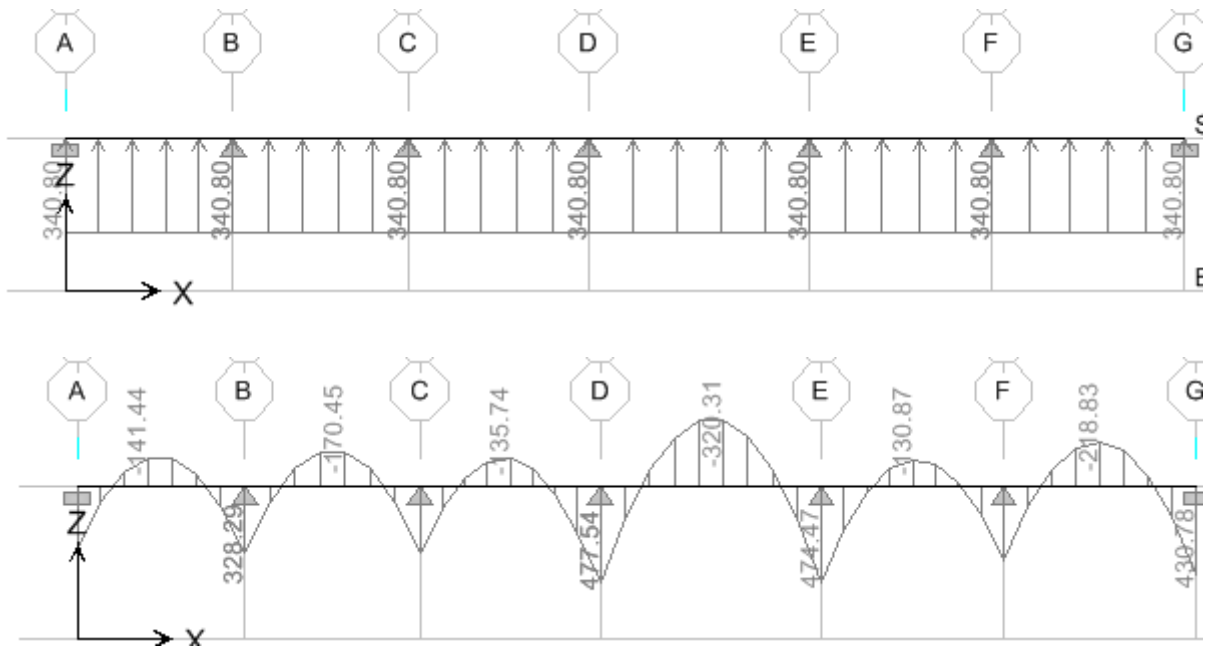


Figure VII 5 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS.

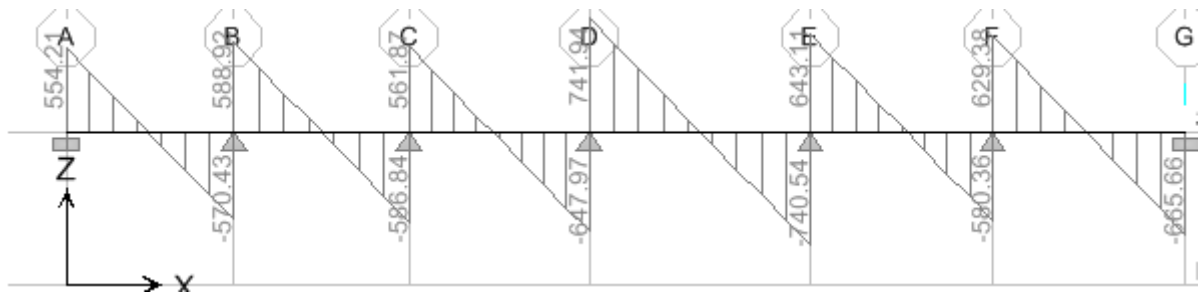


Figure VII 6 : Diagrammes des efforts tranchant aux KN à l'ELS.

➤ Sens Y-Y :

$$l_m = l_y \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4.50 \times \left(0.5 - \frac{0.966^2}{6} \right) = 1.55 \text{ m}$$

$$l_t = l_y \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4.50 \times \left(0.5 - \frac{0.97}{4} \right) = 1.16 \text{ m}$$

ELU :

$$q_{uM} = q_{um} \times l_m \times 2 = 159.41 \times 1.55 \times 2 = 494.171 \text{ KN/m}$$

$$q_{uT} = q_{um} \times l_t \times 2 = 159.41 \times 1.16 \times 2 = 369.83 \text{ KN/m}$$

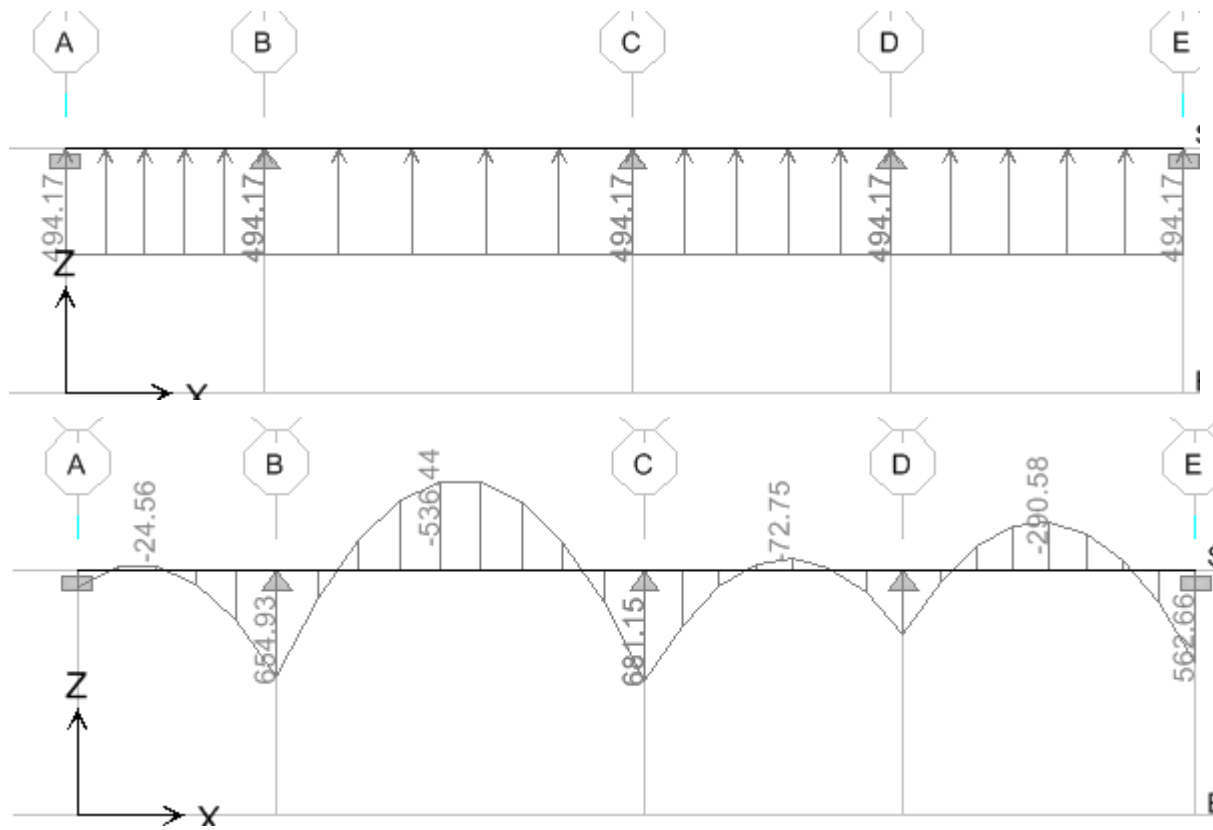


Figure VII 7 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELU.

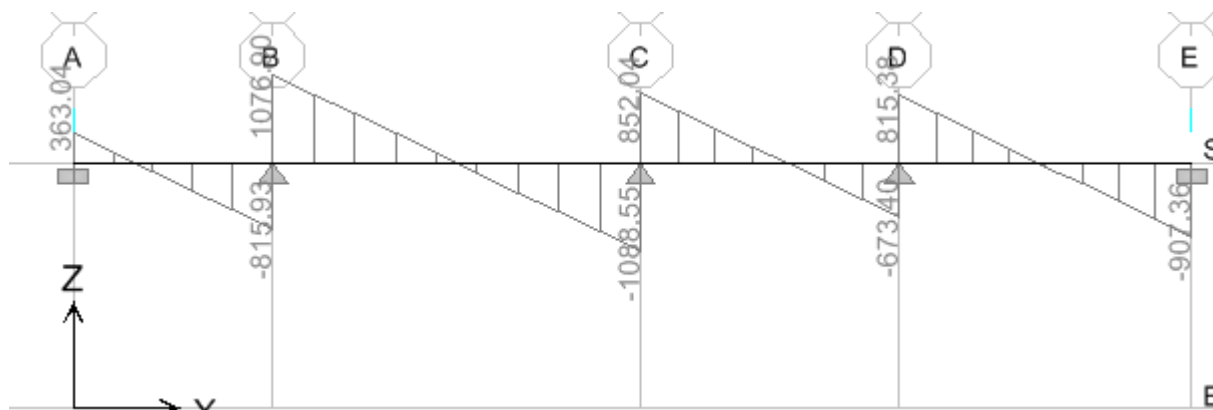


Figure VII 8 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELU.

ELS:

$$q_{SM} = q_{sm} \times l_m \times 2 = 113.60 \times 1.55 \times 2 = 352.16 \text{ KN/m}$$

$$q_{ST} = q_{sm} \times l_t \times 2 = 113.60 \times 1.16 \times 2 = 263.55 \text{ KN/m}$$

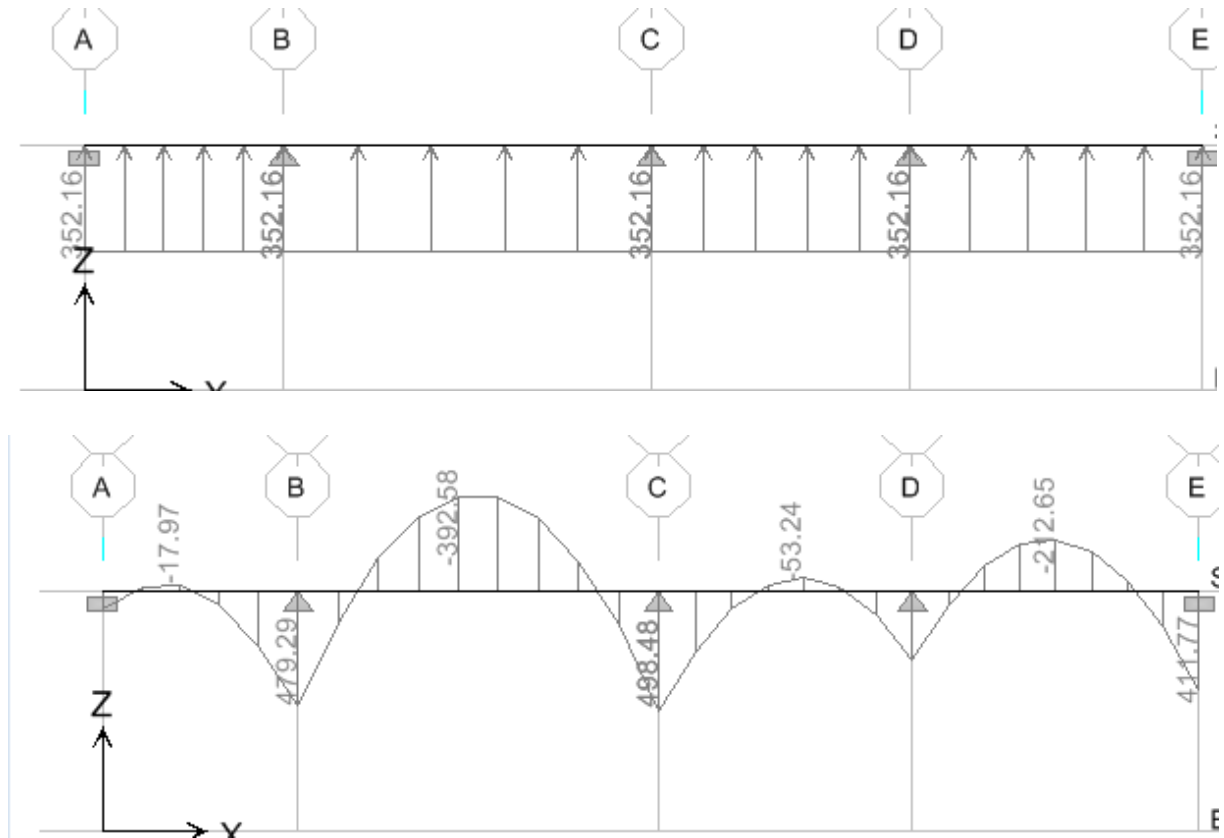


Figure VII 9 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS.

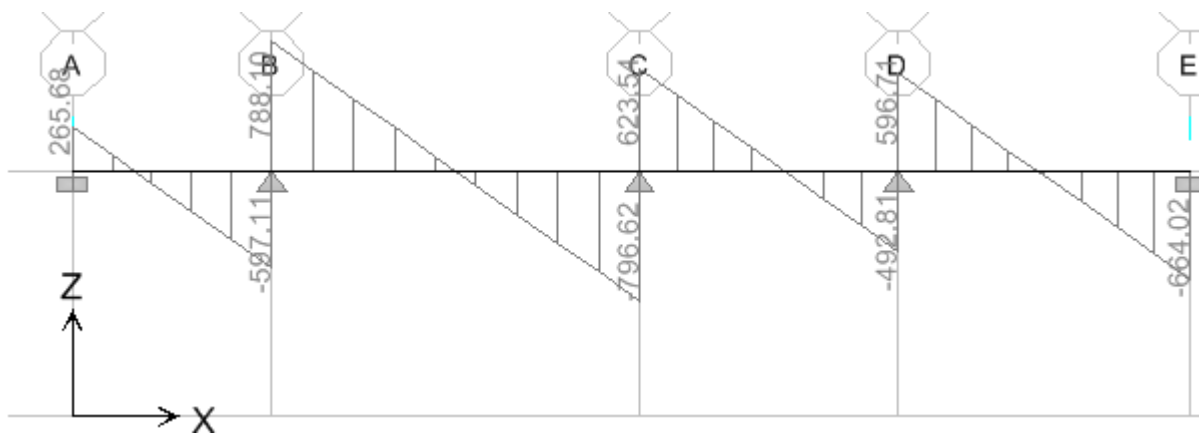


Figure VII 10 : Diagrammes des efforts tranchant aux KN à l'ELS.

2) Calcul des armatures :

A) Sens transversale Y-Y :

$$M_t^{\max} = -536.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 681.16 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 681.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{681.16 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392 = \mu_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{681.16 \times 10^3}{0,952 \times 97 \times 348} = 20.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+4HA16= 20.60 cm²

Avec : S_t = 10cm

➤ En travée :

$$M_t = -536.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{536.44 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{536.44 \times 10^3}{0,963 \times 97 \times 348} = 16.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+4HA16= 20.60 cm² Avec : S_t = 10 cm.

B) Sens longitudinale X-X:

$$M_t^{\max} = -437.30 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 651.95 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **AUX APPUIS** :

$$M_{\text{app}} = 651.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{651.95 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 = \mu_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{651.95 \times 10^3}{0,954 \times 97 \times 348} = 20.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+4HA16= 20.60 cm² Avec : S_t = 10 cm

➤ **EN TRAVEE** :

$$M_t = -437.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{437.30 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,059 < U_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,059 \rightarrow \beta = 0,9695$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{437.30 \times 10^3}{0,9695 \times 97 \times 348} = 13.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+4HA16= 20.60 cm² Avec : S_t = 10cm.

Remarque :

Conformément à l'article **A.8.3 du BAEL 91 modifiées 99**, et pour éviter les fissurations en dehors des zones efficacement armée, des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur

section est d'au moins par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

Soit : **2HA12 = 2.26 cm² soit : 1HA12 par parois**

3) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 97 \times 2.1}{400} = 6.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens longitudinal :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.44 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.44 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.44 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.44 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} ; \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

ϕ_t : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

Condition d'espacement des barres : (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40\} = 40 \text{ cm}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ zone carante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$At_{min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2.$$

Donc on optera pour deux cadres soit : $At = 6HA8 = 3.00 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal (x-x) : $T_{u \max} = 1011 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1011 \times 10^3}{550 \times 970} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal (y-y) : $T_{u \max} = 1088.55 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1088.55 \times 10^3}{550 \times 970} = 2.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{d \beta_1 A_s} ; \rho = \frac{100 A_s}{b x d}$$

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_{ELU} (cm ²)	ρ	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Appuis	477.54	20.60	0.386	37.43	0.865	276.28	7.38	15 CV
	Travée	320.31	20.60	0.386	37.43	0.865	185.31	4.95	
y-y	Appuis	498.48	20.60	0.386	37.43	0.865	288.39	7.70	
	Travée	392.58	20.60	0.386	37.43	0.865	227.13	6.06	

Tableau VII 11: contrainte dans le béton.

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire.

Dans les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Conclusion

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude de notre projet, nous ont conduit à nous sourcier, à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, et à travailler avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience. Tout cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, ETABS 9.6 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Espérons que ce modeste travail sera d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance

Bibliographie

REGLEMENT :

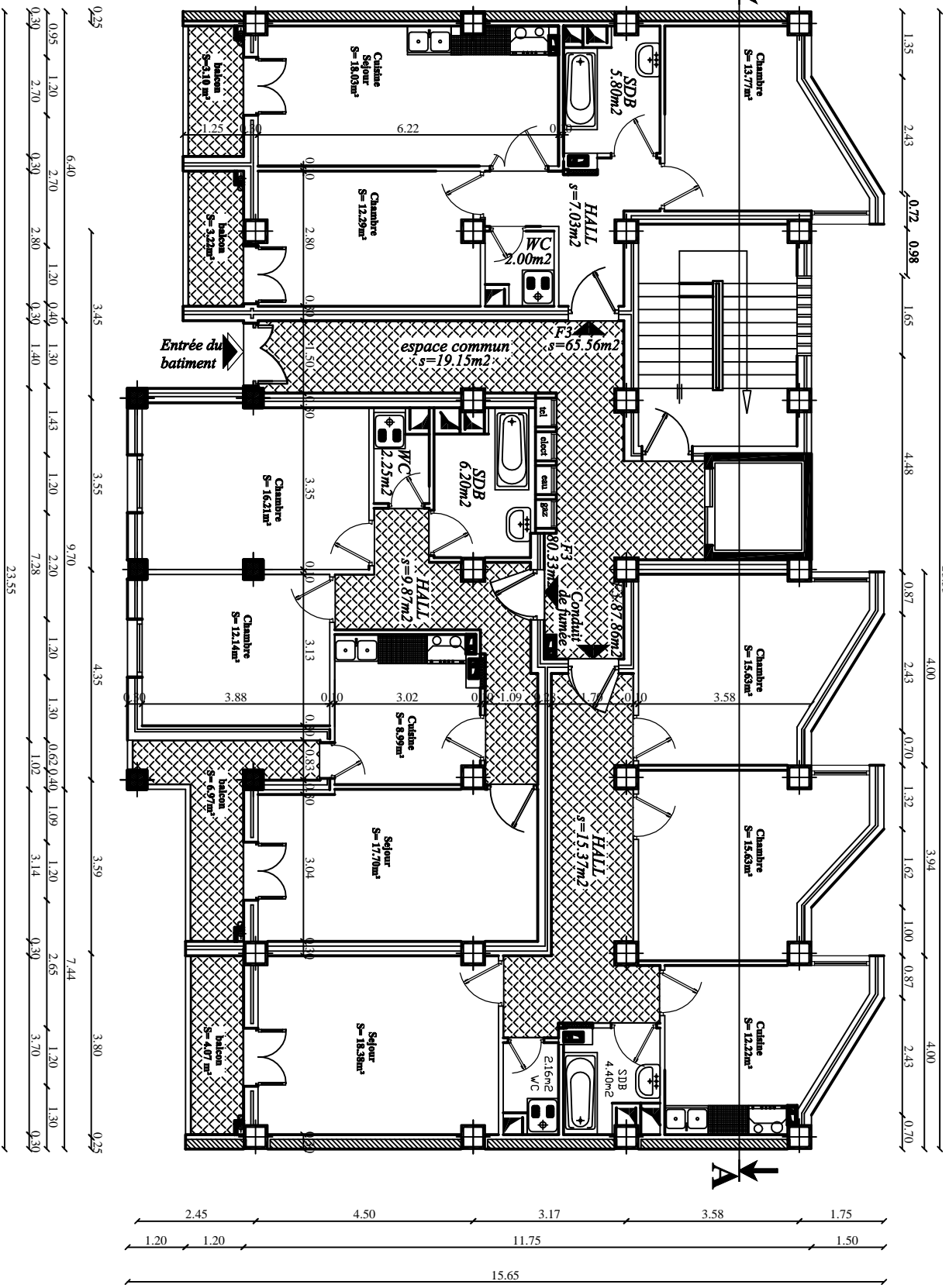
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93)
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91/version 99).

Ouvrage :

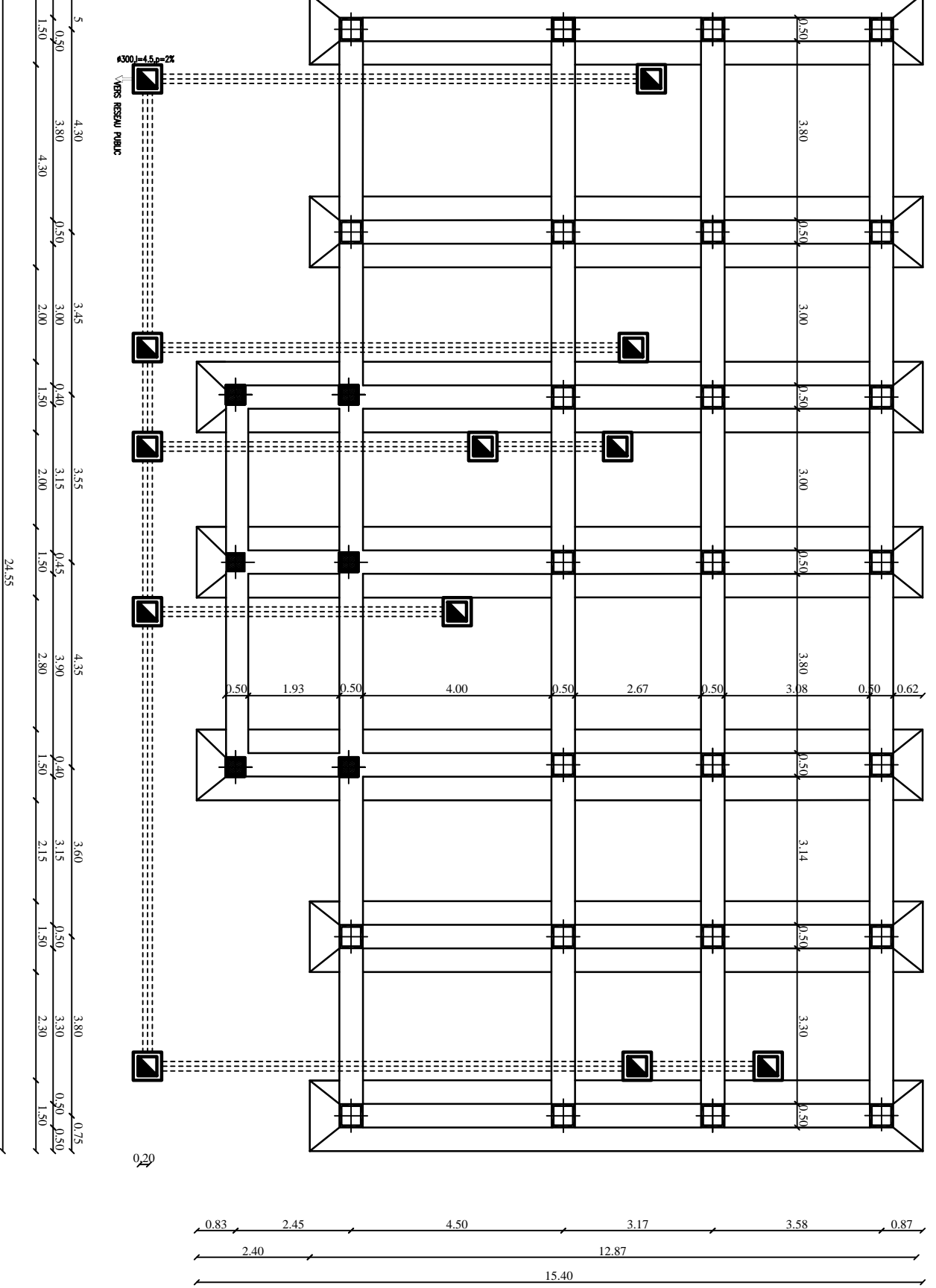
- ❖ Béton armé (U.M.M.T.O. Département G.C)
- ❖ Dynamique des structures (U.M.M.T.O. Département G.C)
- ❖ Bâtiments (U.M.M.T.O. Département G.C.)
- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (U.M.M.T.O. Département G.C).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui.
- ❖ Ouvrages en béton armé.....H.Renaud.
- ❖ Aide-mémoire RDM.....Edition Dunod.

LOGICIELS :

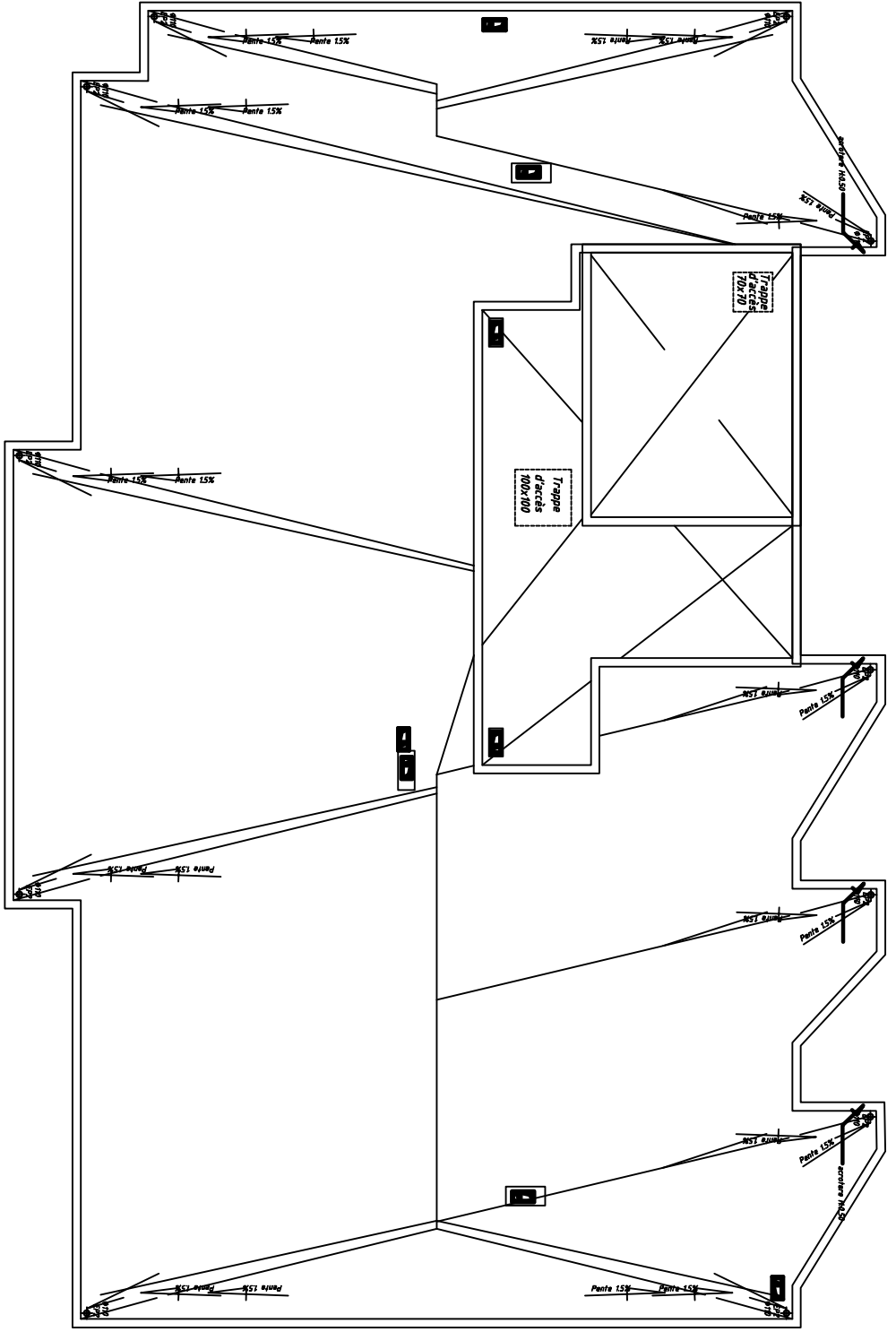
- ❖ Logiciel ETABS 9.6.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.



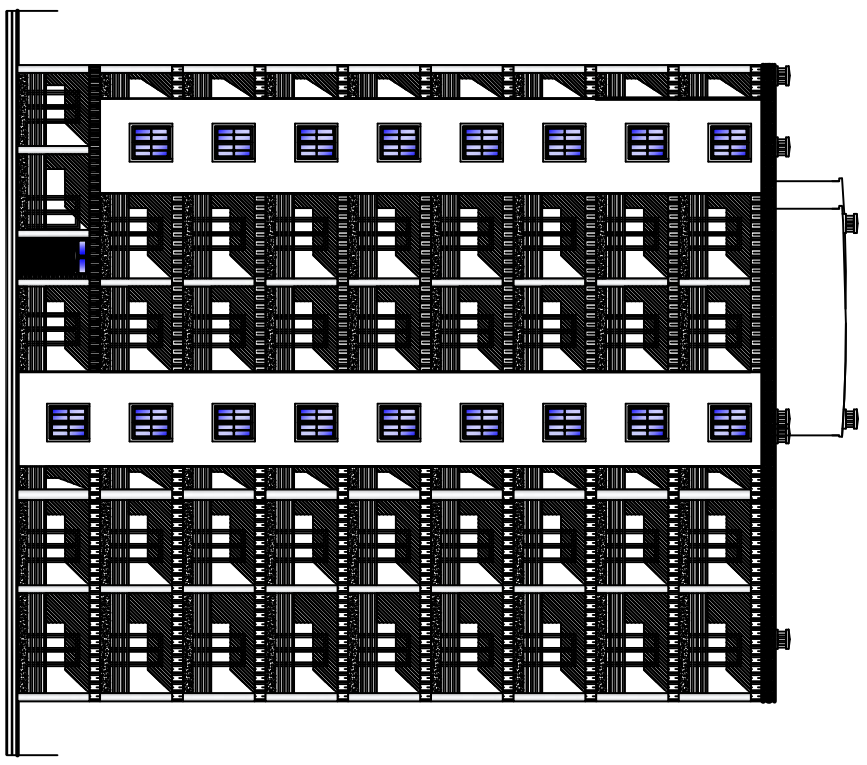
Plan fondations et assainissement



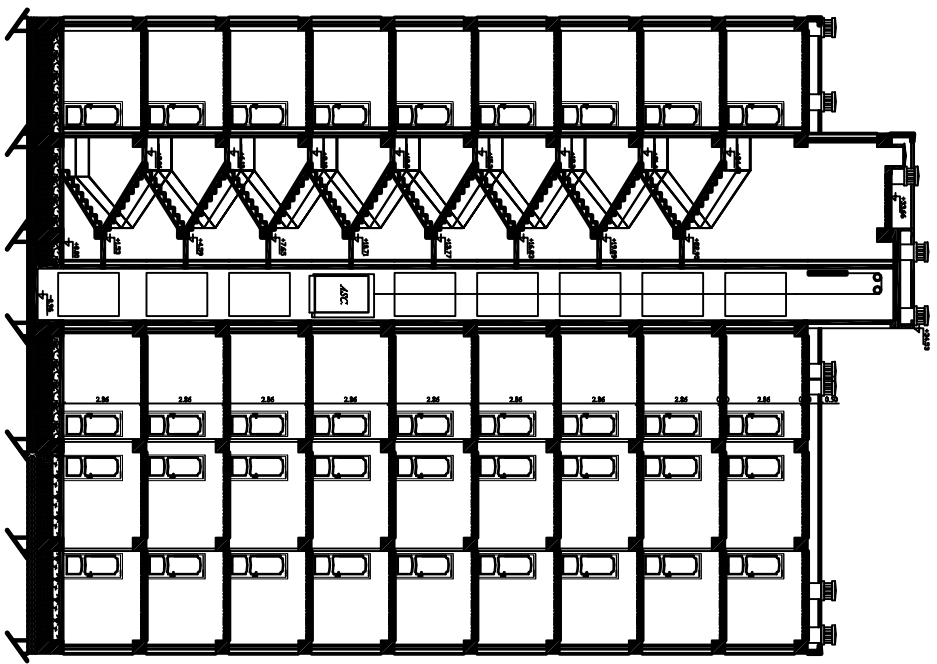
Plan terrasse



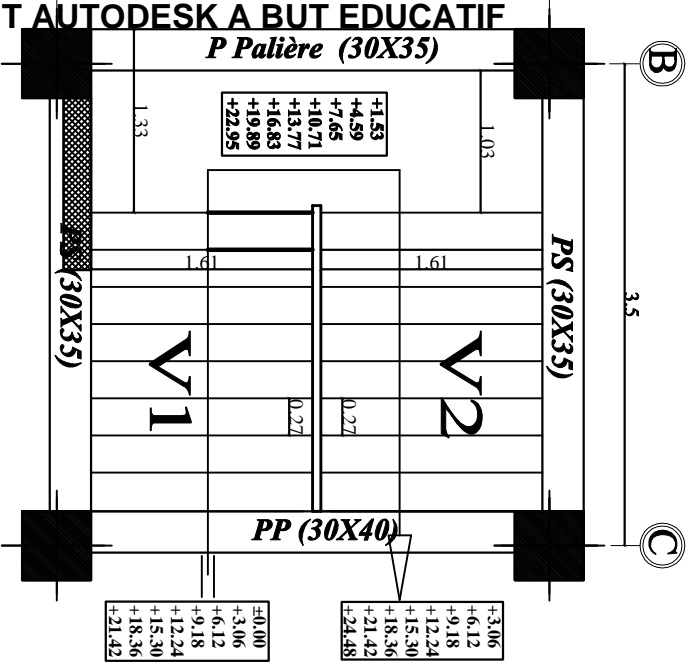
FACADE PRINCIPALE DU BLOCC C



COUPE AA DU BLOCC C

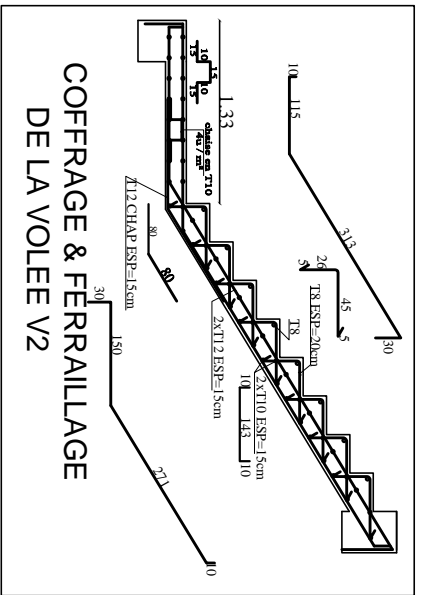
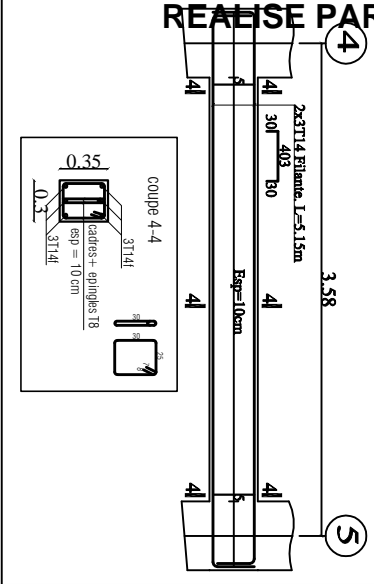


COFFRAGE & FERRAILLAGE DES ESCALIERS:

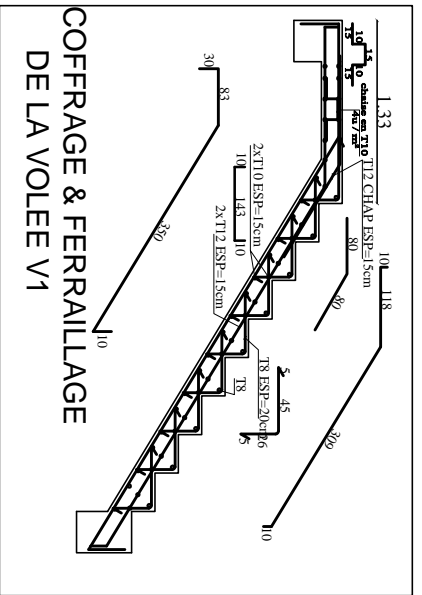


Niv; ±0.00 jusqu'a +24.48:

SOFF & FERR DE LA POUTRE PALIERE AXE B:



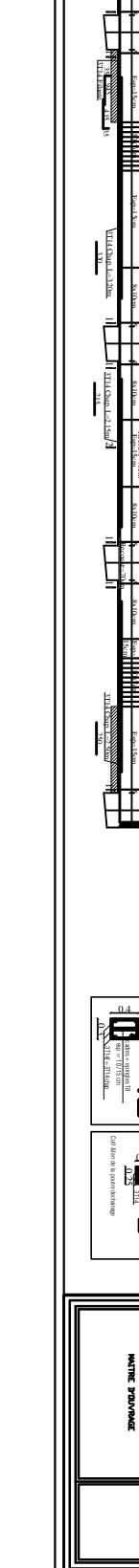
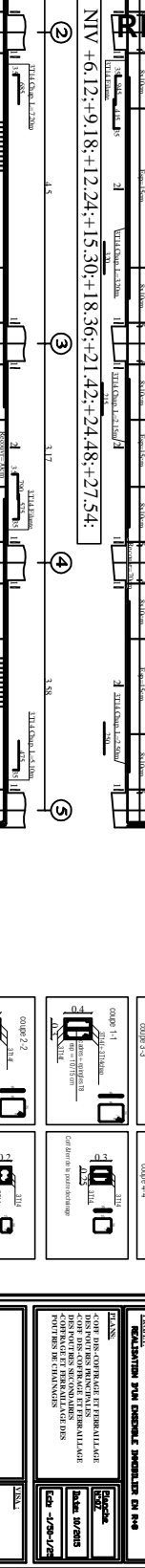
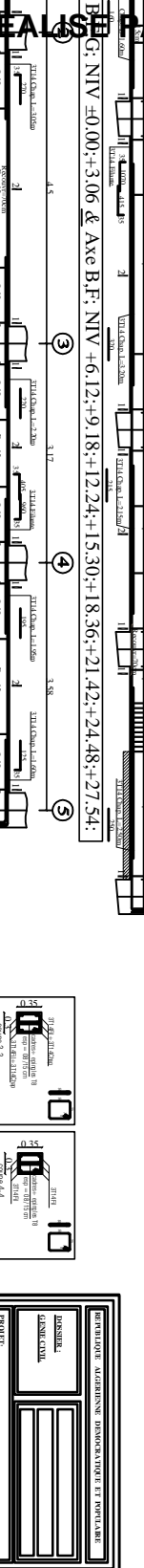
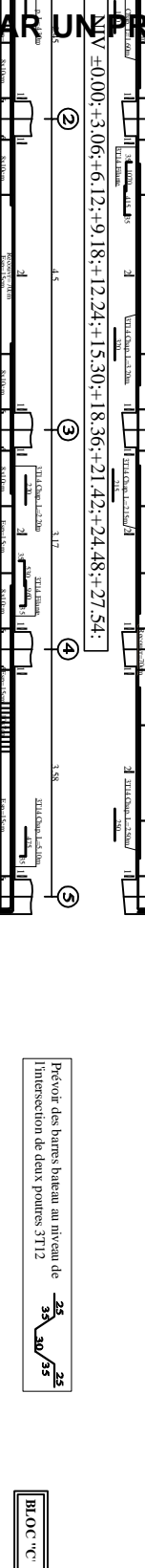
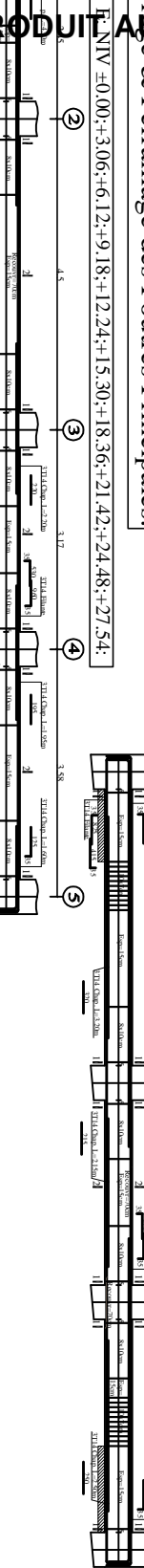
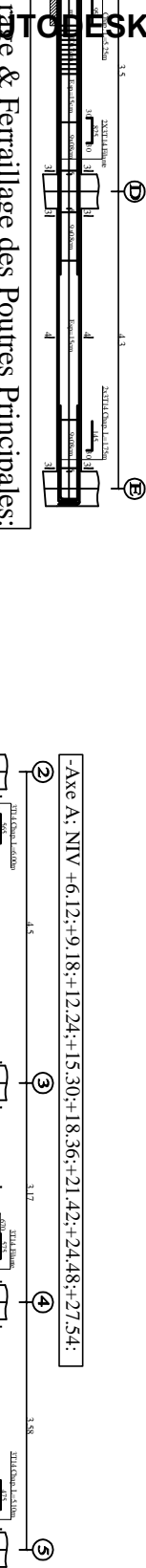
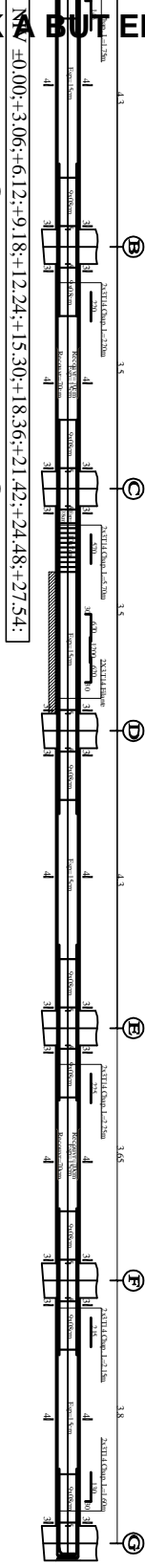
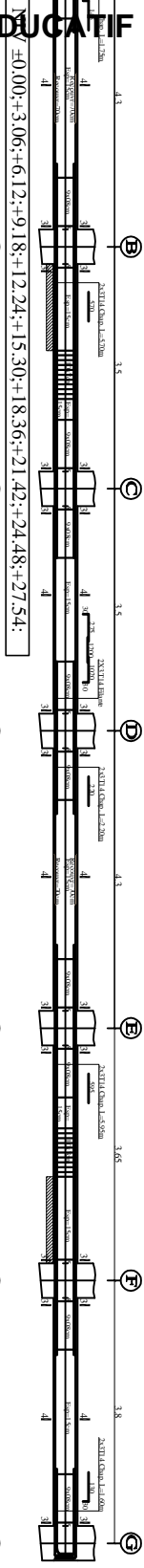
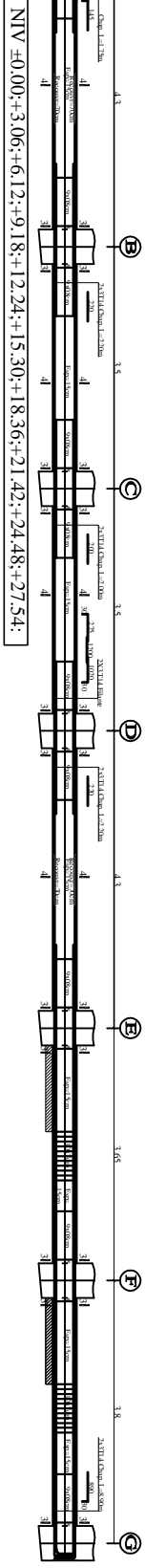
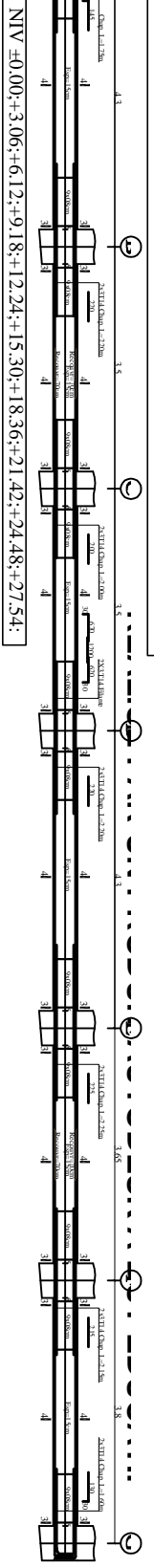
COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V2



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1

BLOC "C"

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
DOSSIER: VillaVA 1 TIZI OUZOU	
GENIE CIVIL Daïfa . J BOUGHNI	
Commune J BOUGHNI	
PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+8	
PLANS: -COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS	Etape: Blanché
	N°06
	Date: 10/2015
	Ech: -1/50-1/25
MAITRE D'OUVRAGE: EURL DAR EL KHIR	
VISA:	



-Axe A: NIV +6.12+9.18+12.24+15.30+18.36+21.42+24.48+27.54-

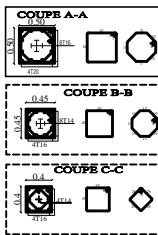
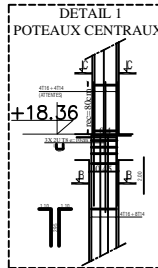
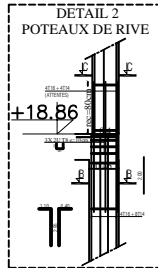
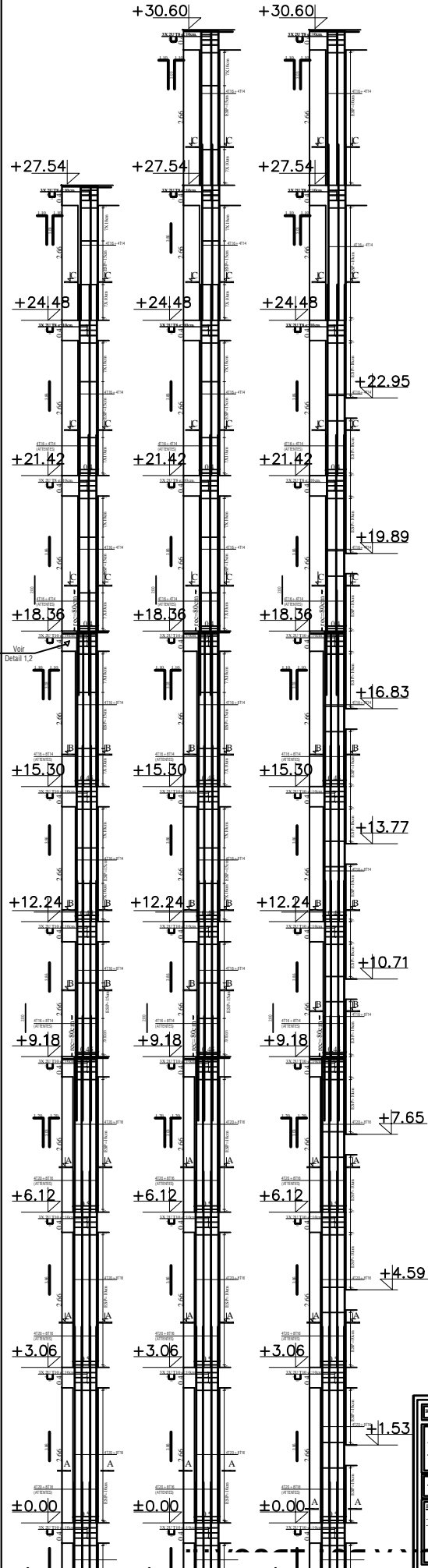
Prevoir des barres baveau au niveau de
Intersection de deux poutres: 3T12

BLOC 'C'

<p>10 10</p>	<p>10 10</p>
<p>10 10</p>	<p>10 10</p>

REPARTITION ALIGNEMENT DIMENSIONNELLE ET PORTANCE	
<p>INDICATEUR</p> <p>CLASSEMENT</p>	<p>INDICATEUR</p> <p>CLASSEMENT</p>
REPARTITION POUR DIMENSIONNEMENT EN RSE	
<p>CLASSEMENT</p> <p>INDICATEUR</p>	<p>CLASSEMENT</p> <p>INDICATEUR</p>
<p>CLASSEMENT</p> <p>INDICATEUR</p>	<p>CLASSEMENT</p> <p>INDICATEUR</p>

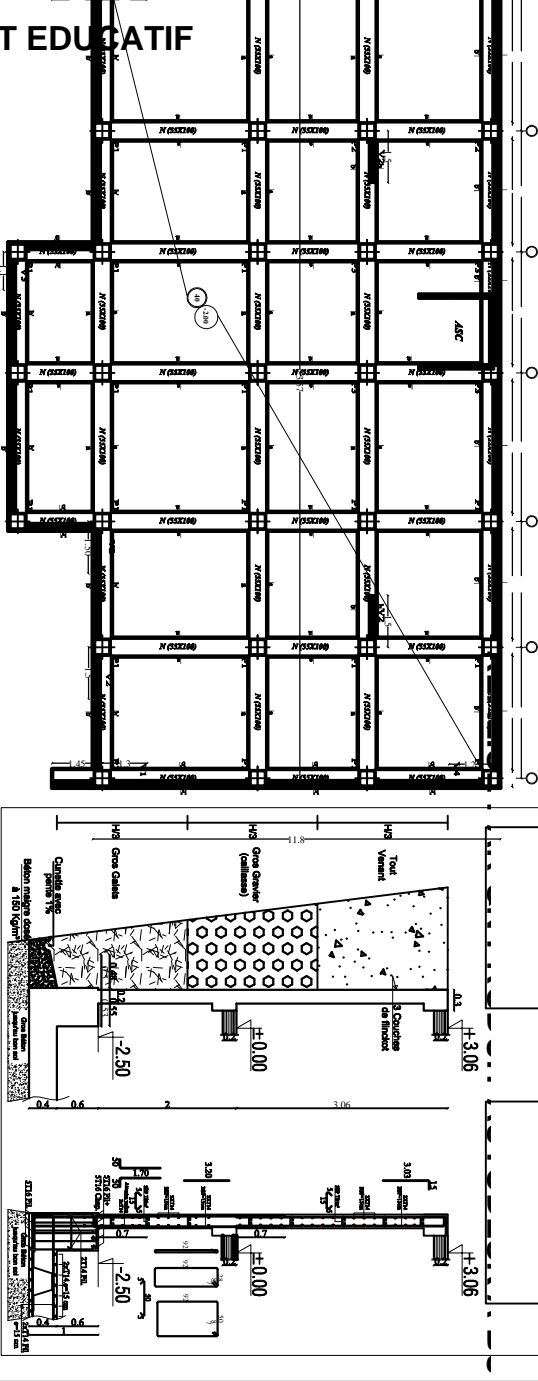
Coffrage & Ferrailage des Poteaux:



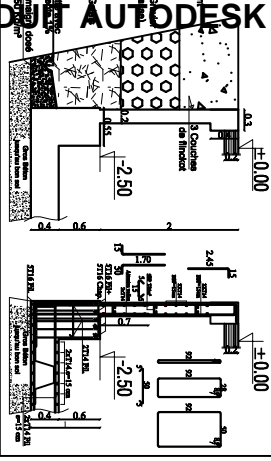
BLOC "C"

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
DONNEUR: GENE CIVIL	
PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE D'IMMEUBLE EN R+9	
PLAN: COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POTEUX COFFRAGE ET FERRAILAGE DES RAINISEURS	Feuille: 02/04 Date: 10/2015 Ech: 1/20/1/25

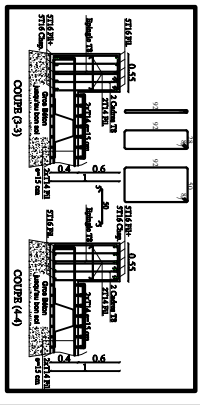
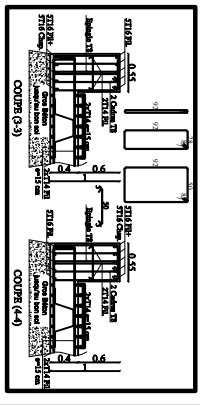
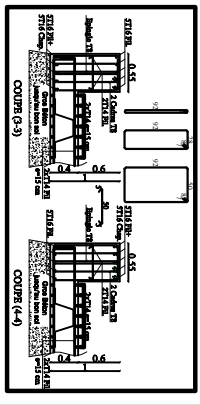
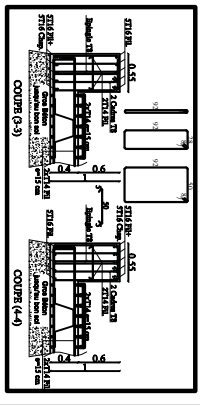
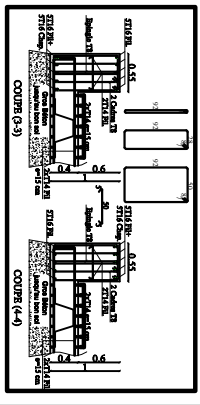
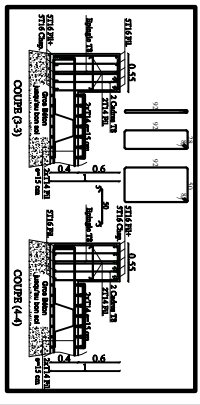
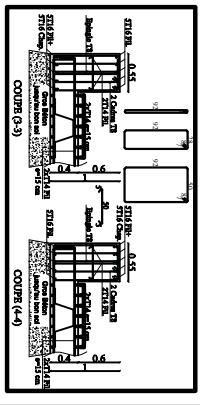
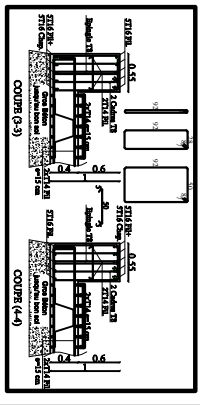
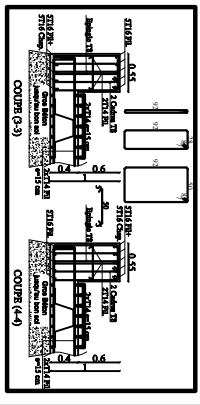
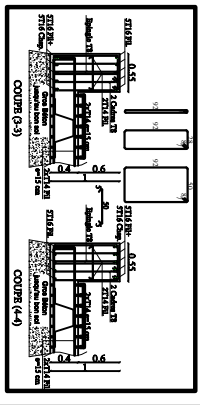
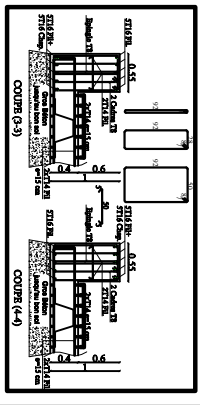
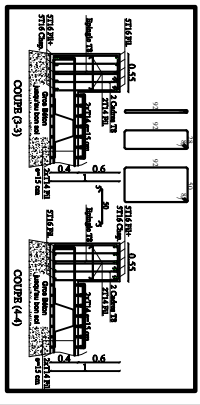
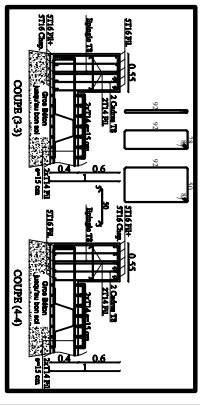
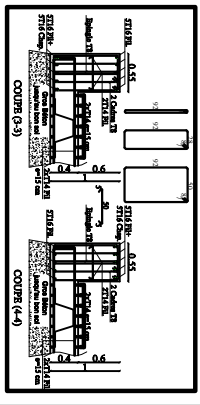
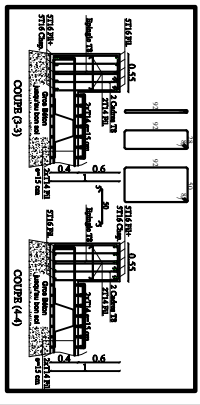
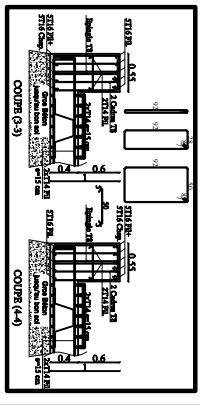
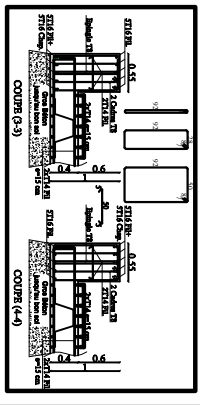
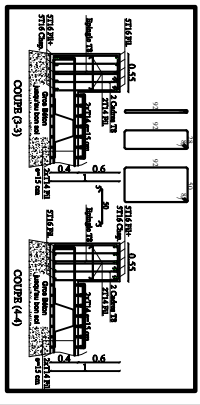
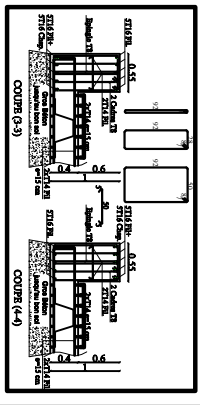
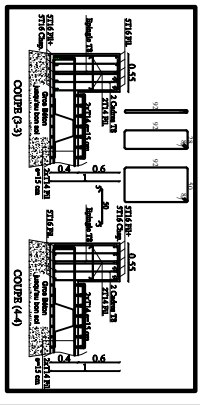
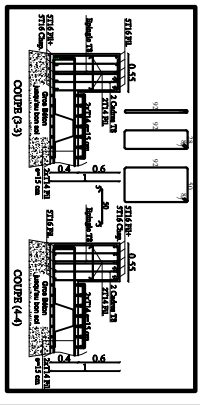
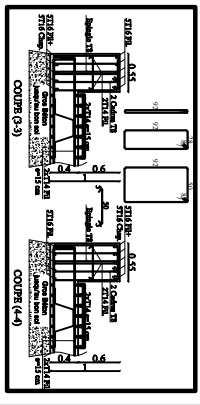
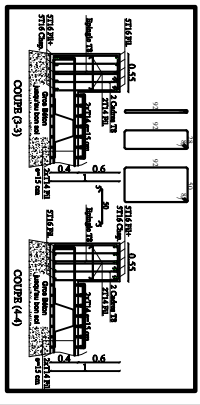
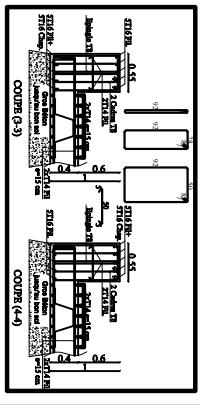
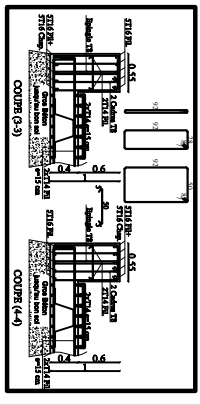
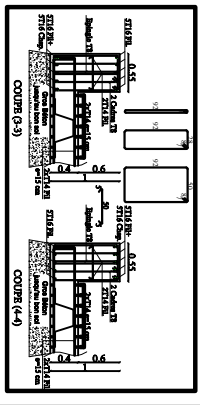
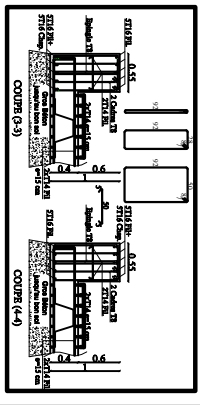
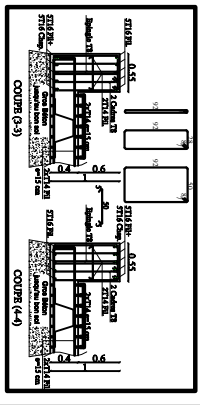
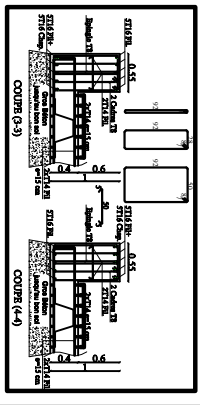
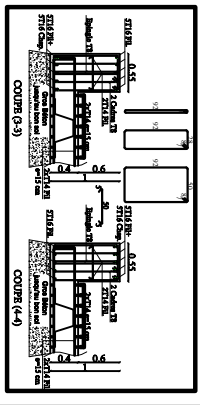
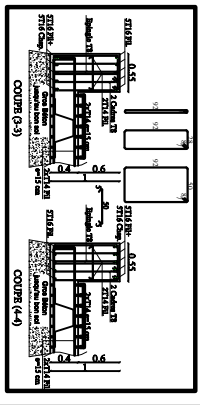
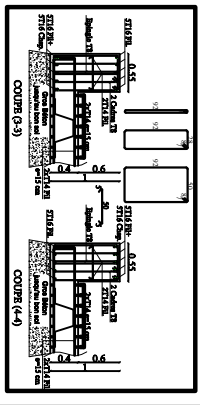
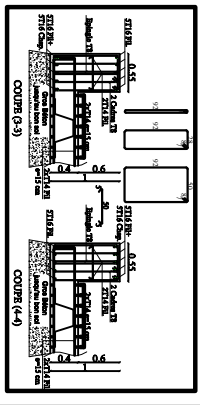
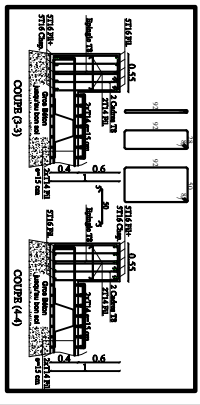
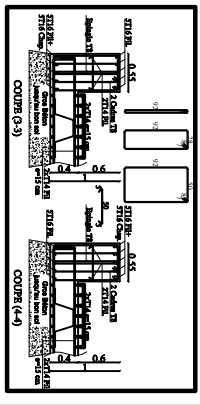
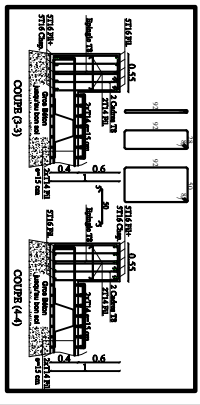
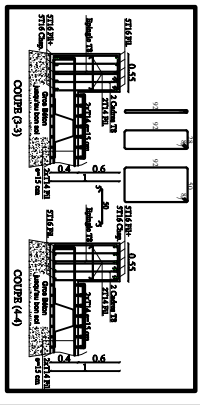
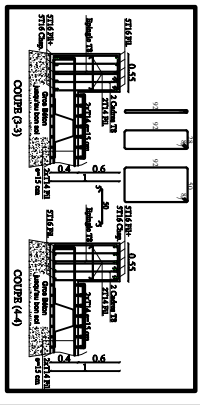
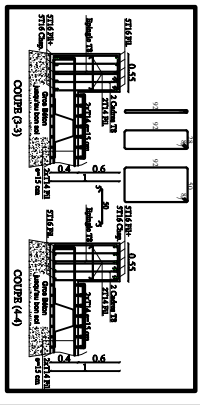
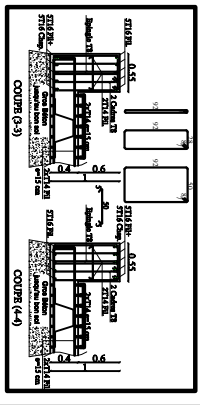
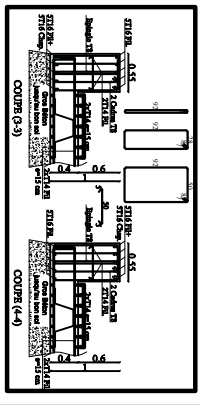
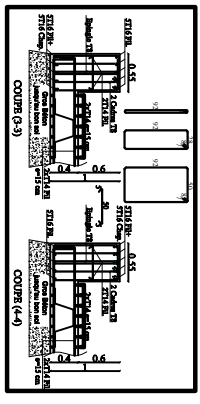
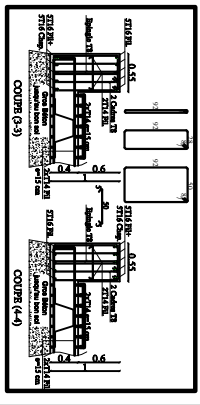
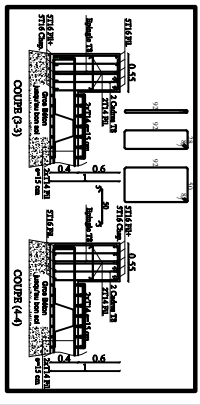
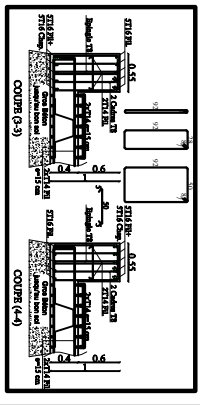
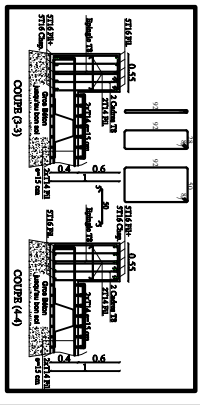
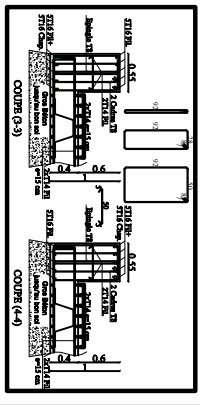
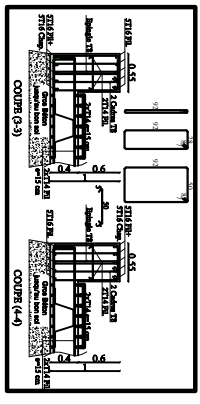
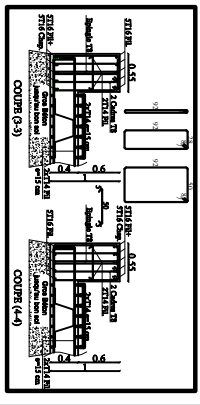
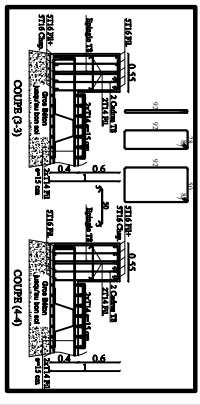
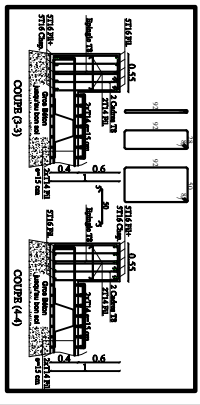
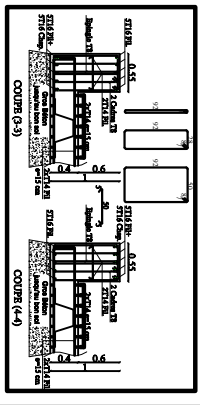
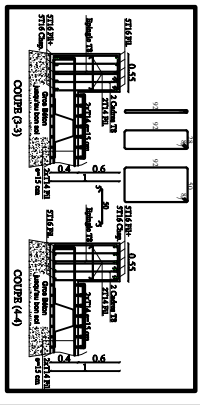
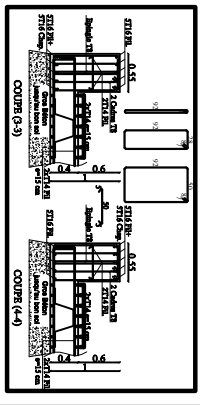
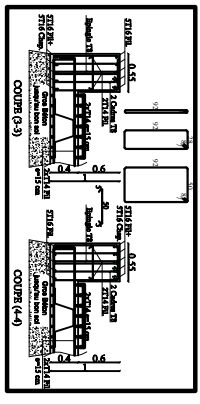
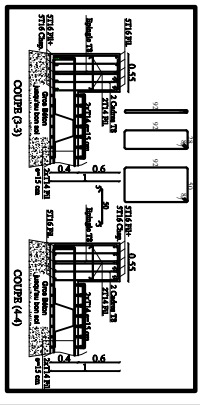
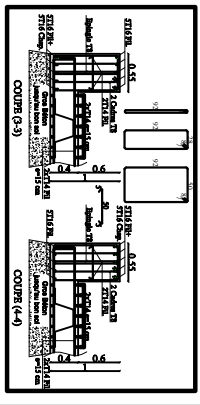
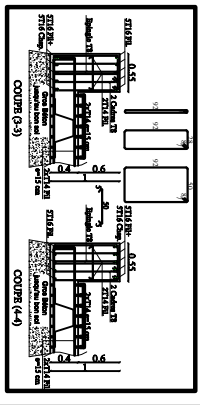
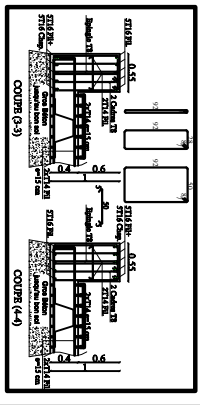
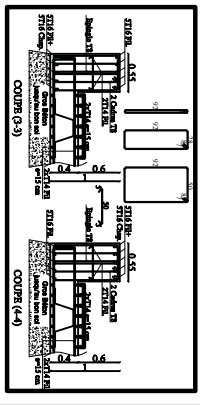
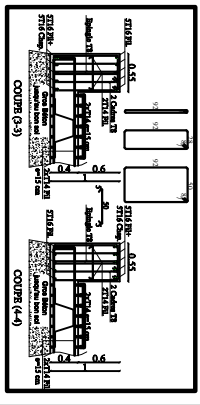
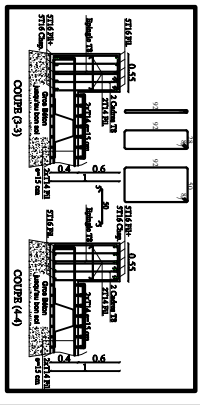
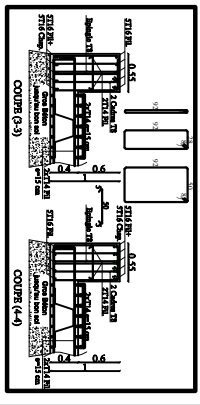
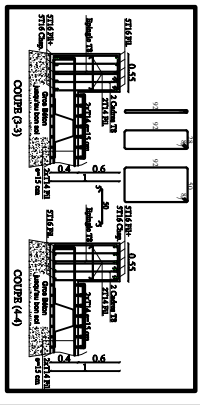
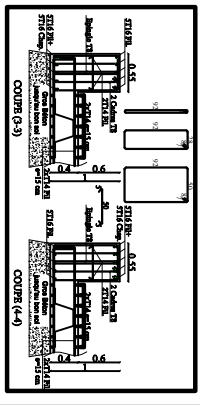
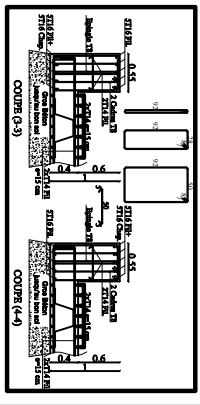
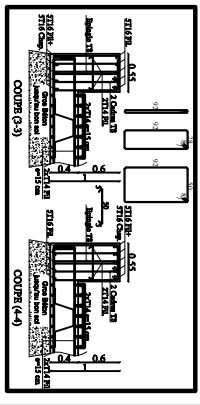
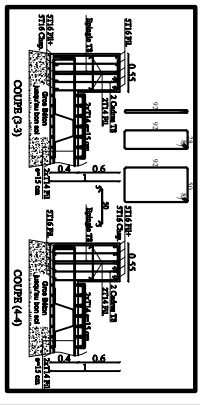
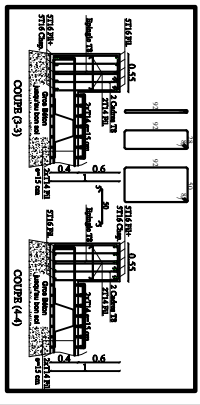
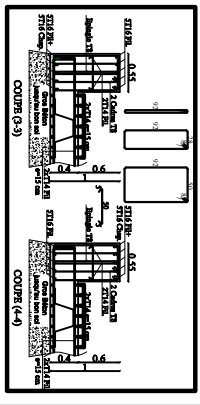
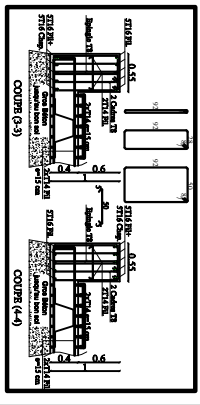
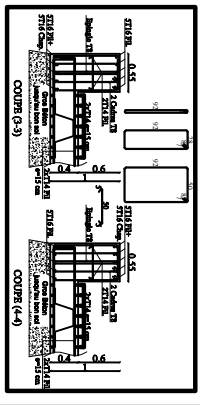
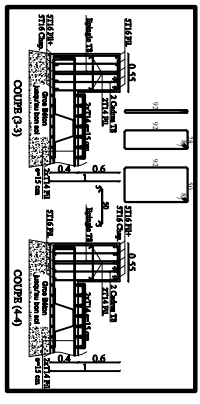
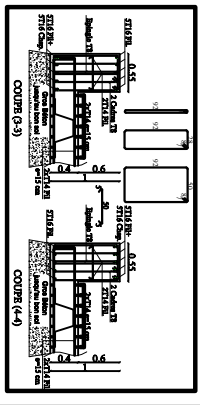
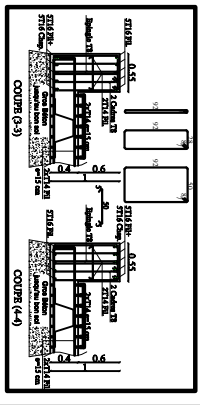
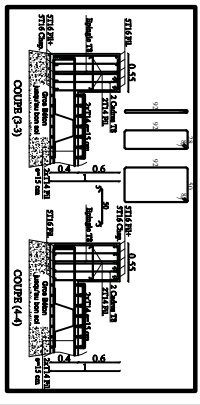
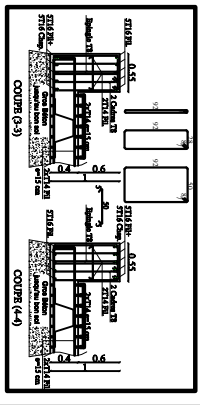
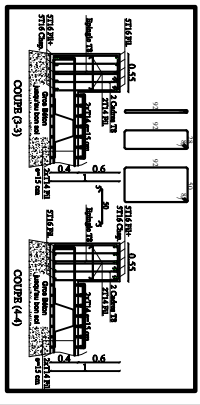
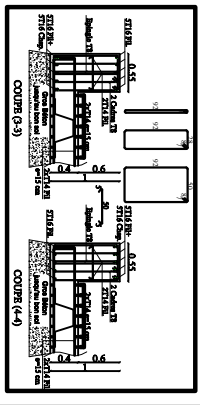
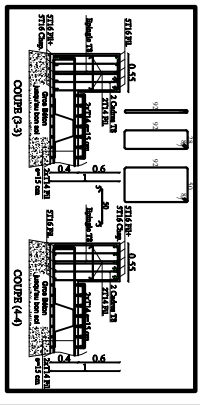
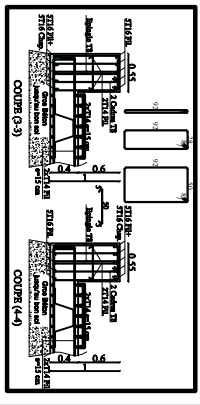
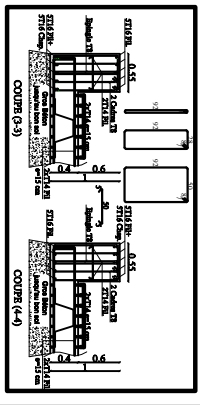
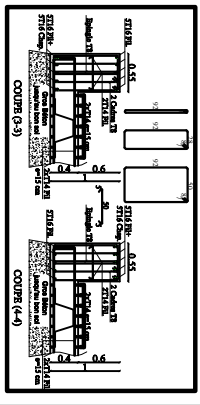
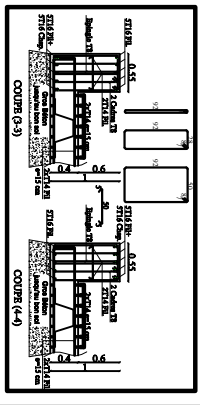
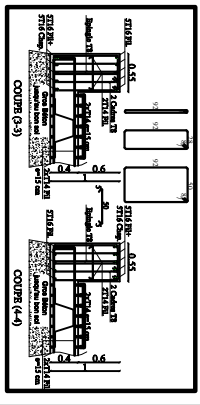
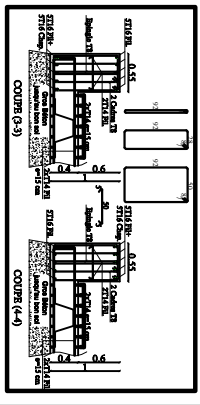
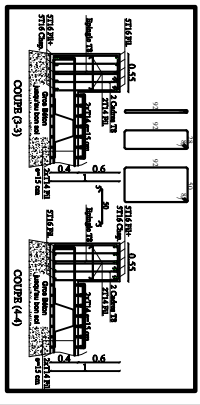
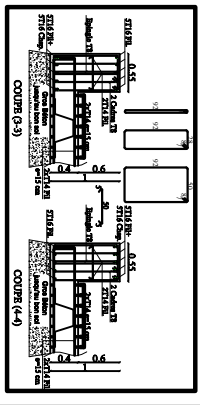
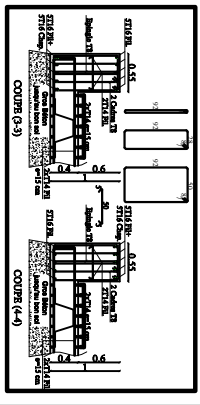
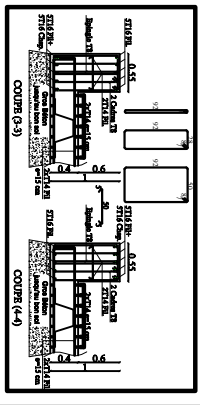
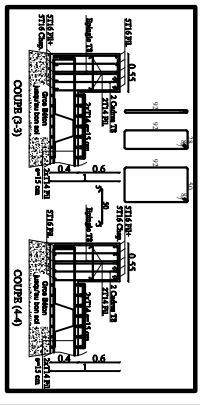
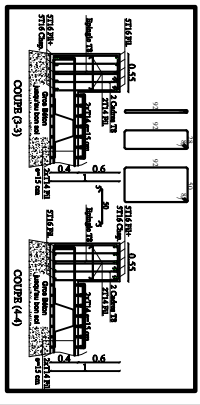
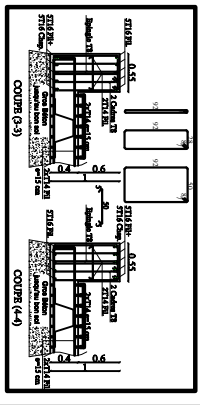
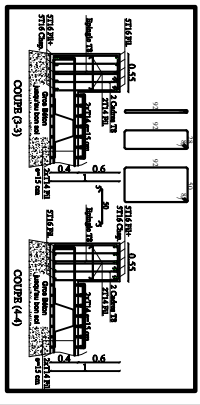
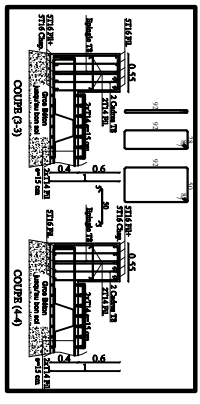
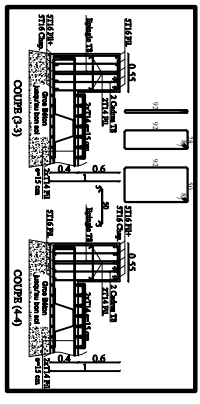
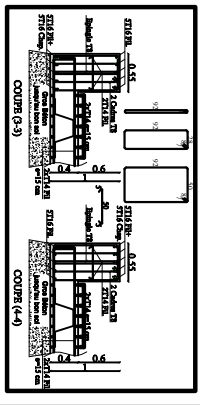
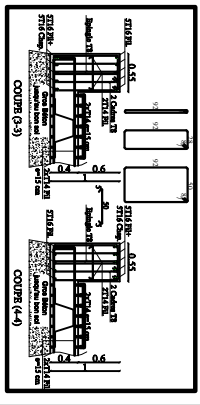
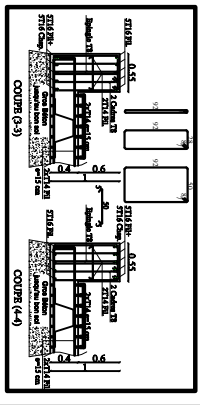
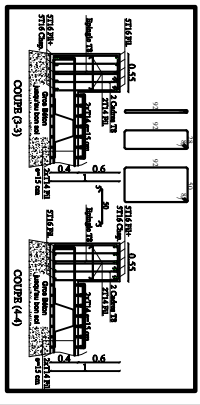
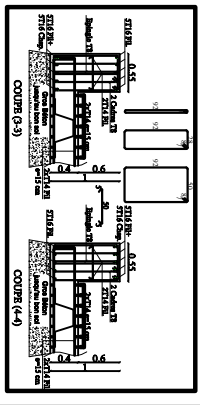
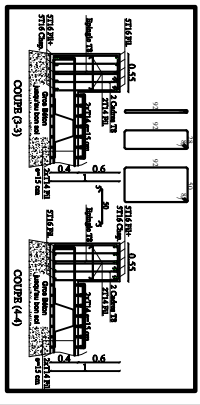
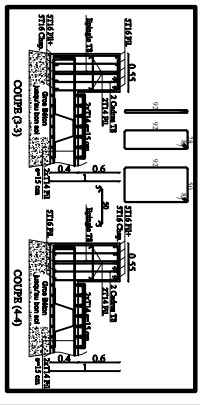
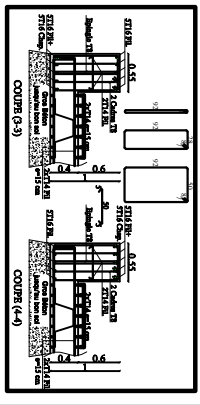
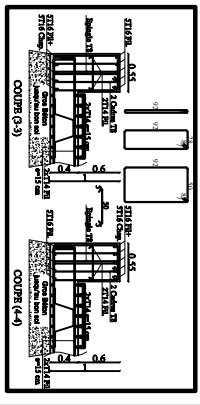
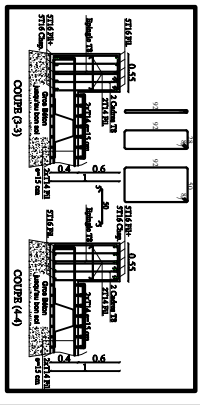
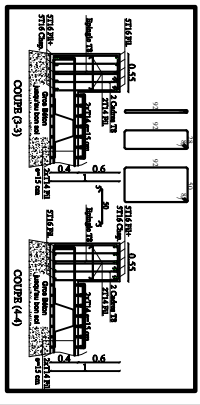
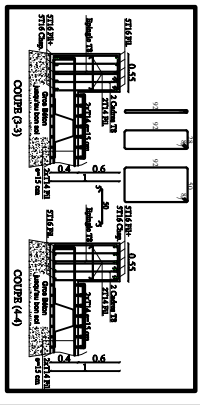
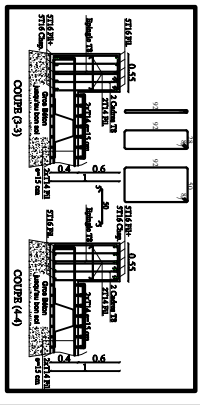
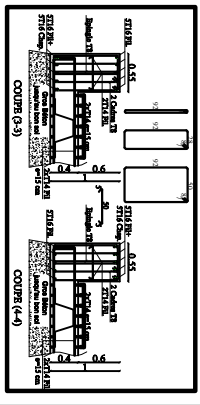
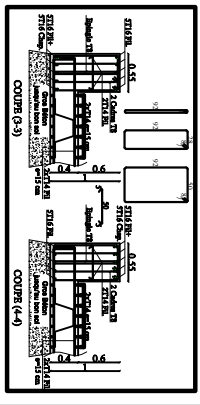
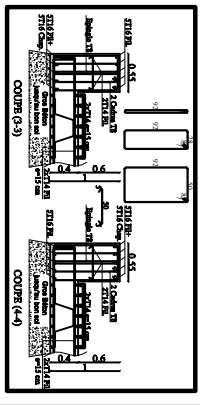
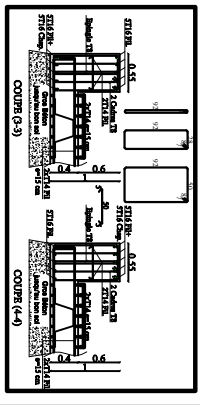
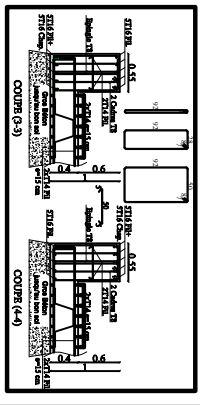
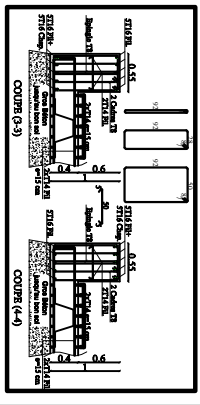
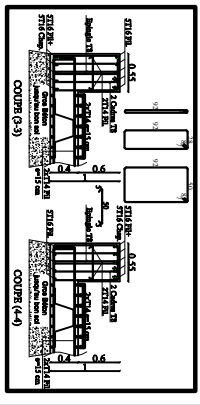
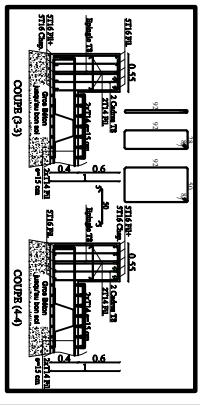
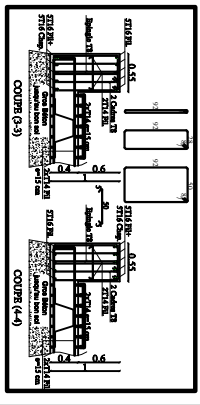
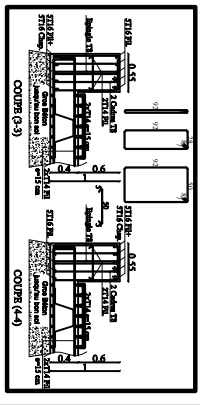
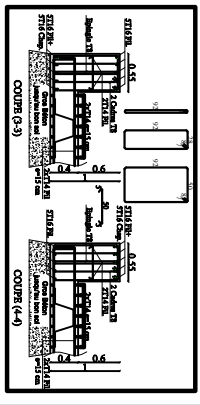
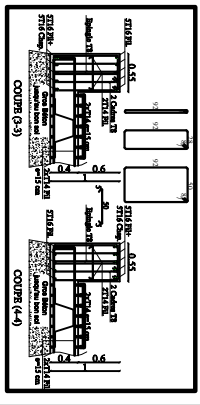
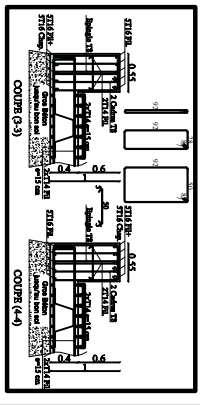
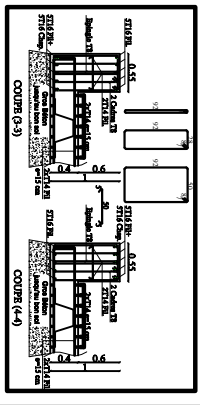
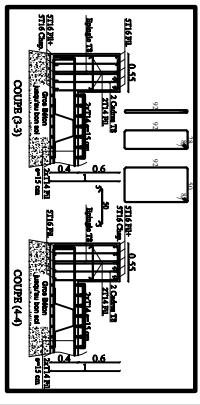
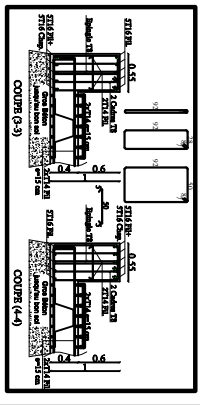
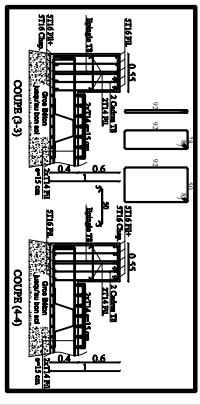
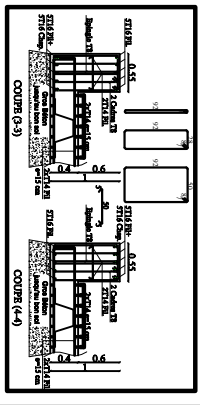
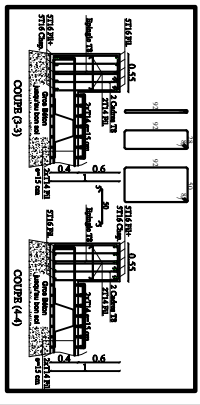
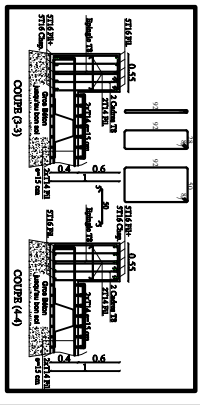
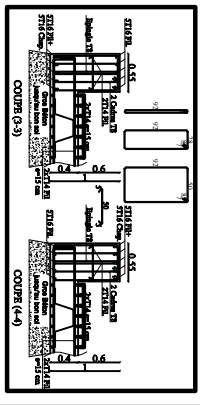
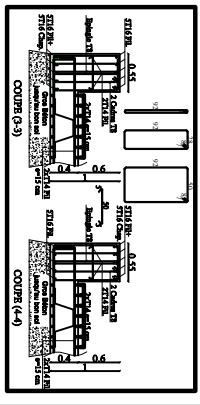
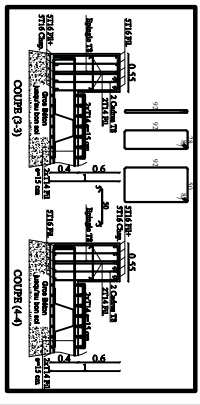
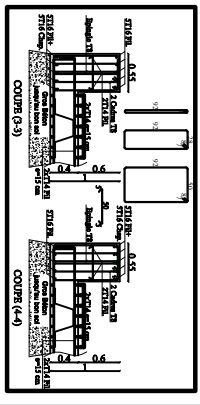
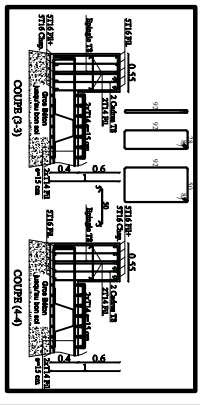
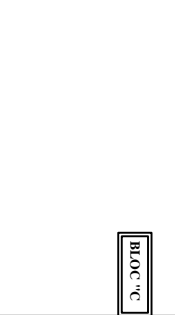
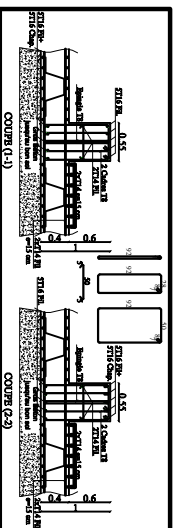
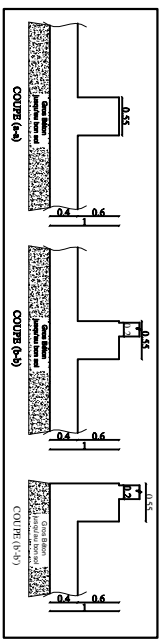
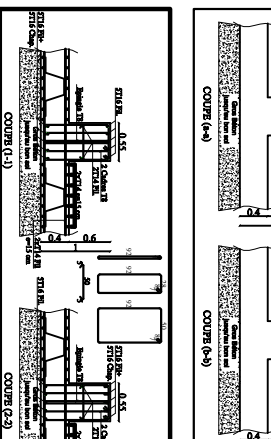
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



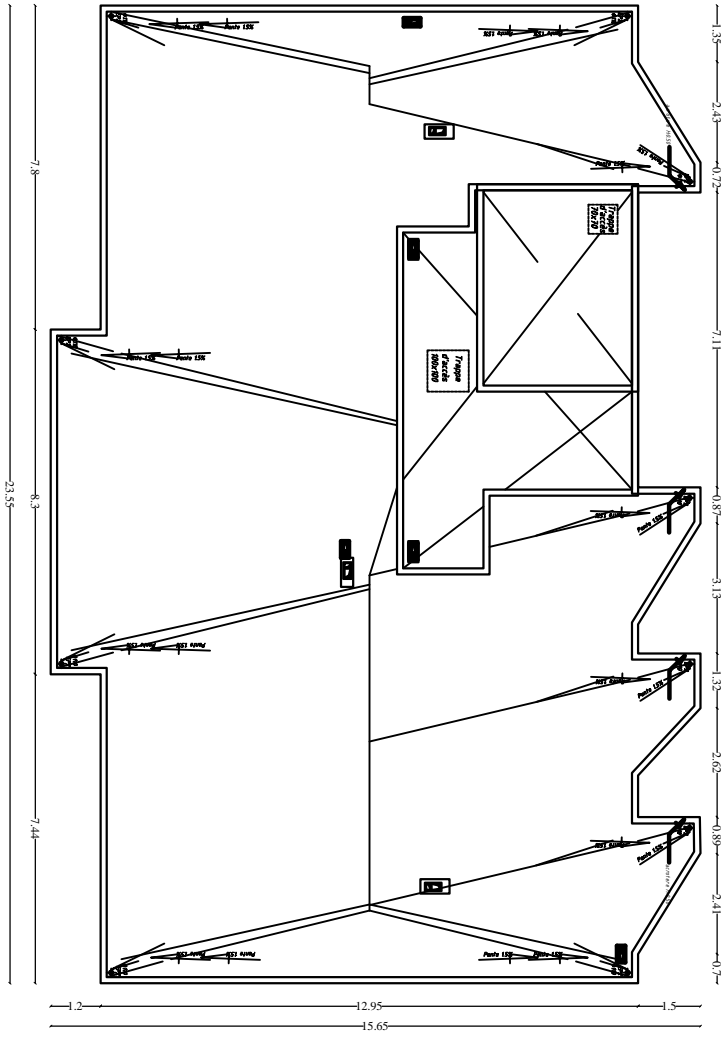
Planchage du Voile
pratique Axe 1:2,5;
Coupe b-b'



Coffrage & Ferrailage du
Voile Periphetrique Axe 1:2,5;
Coupe b-b'



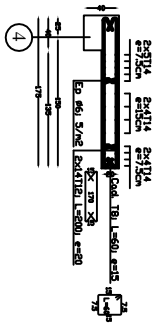
Plan terrasse



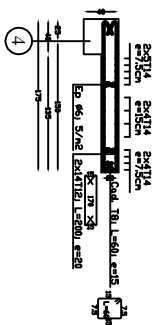
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MUSQUEL	
GENIE CIVIL	
PROJET	
REALISATION D'UN ESCALIER IMMOBILIER EN R+9	
MR CA	CHARGES
-PLAN TERRASSE	Du 04/2016
-DETAIL VINCENNES	Ech: -1/20/-1/20

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

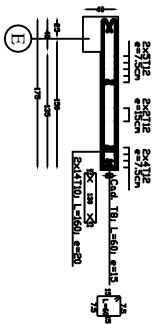
Ferrailage voile: VL4 (zone II)



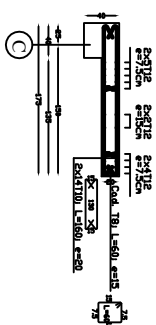
Ferrailage voile: VL3 (zone III)



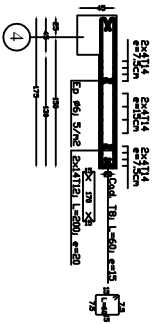
Ferrailage voile: VL2 (zone III)



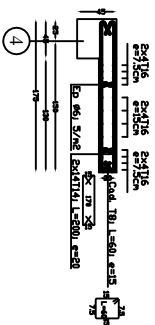
Ferrailage voile: VL1 (zone III)



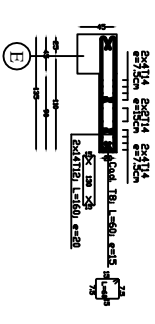
Ferrailage voile: VL4 (zone II)



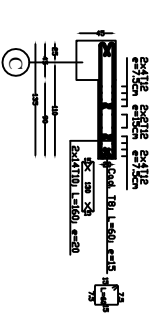
Ferrailage voile: VL3 (zone II)



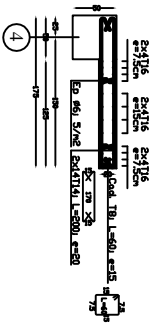
Ferrailage voile: VL2 (zone II)



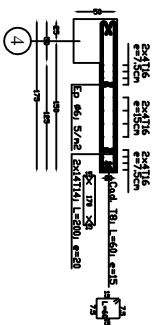
Ferrailage voile: VL1 (zone II)



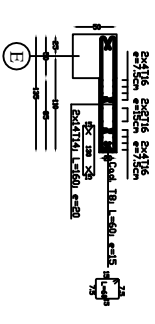
Ferrailage voile: VL4 (zone I)



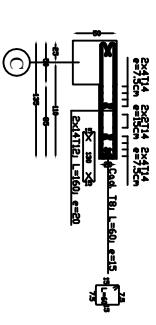
Ferrailage voile: VL3 (zone I)



Ferrailage voile: VL2 (zone I)

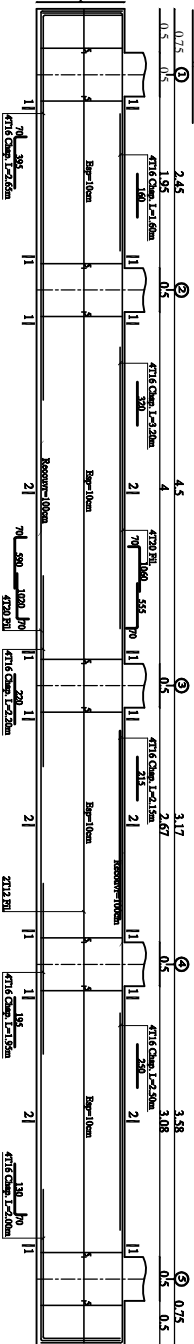


Ferrailage voile: VL1 (zone I)

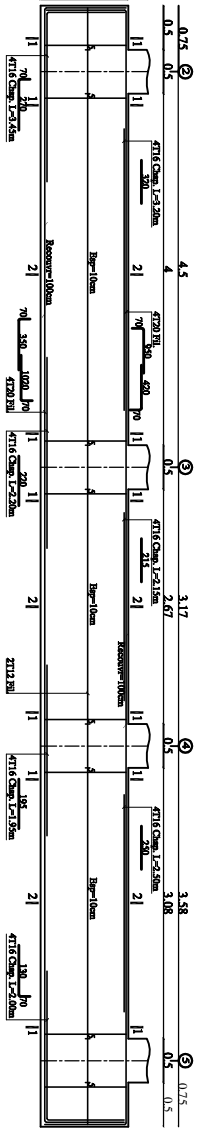


FERRAILLAGE DES NERVURES

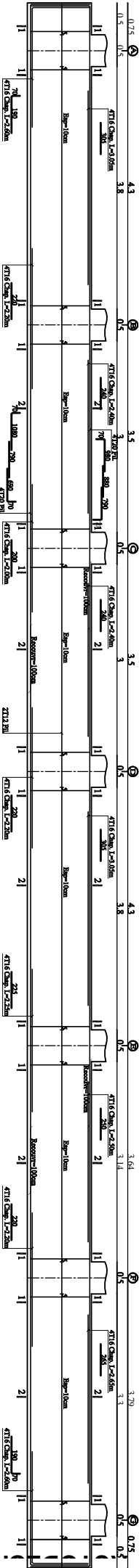
AXES: C-D-E



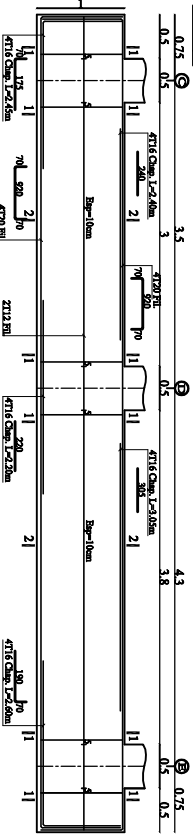
AXES: A-B-F-G



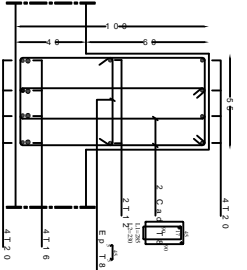
AXES: 2-3-4-5



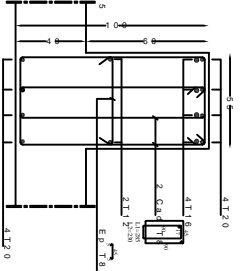
AXE: 1



COUPE 1-1

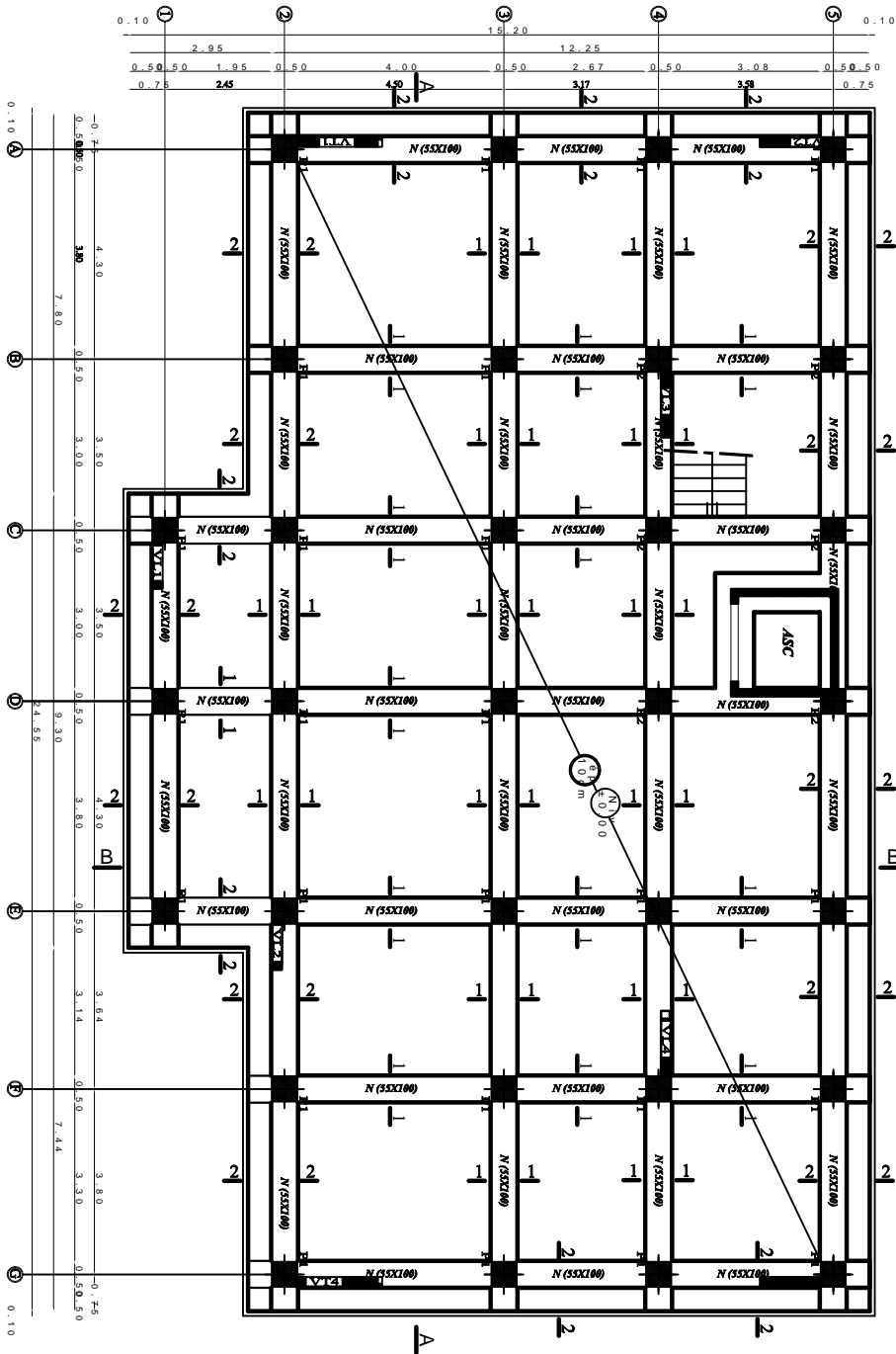


COUPE 2-2



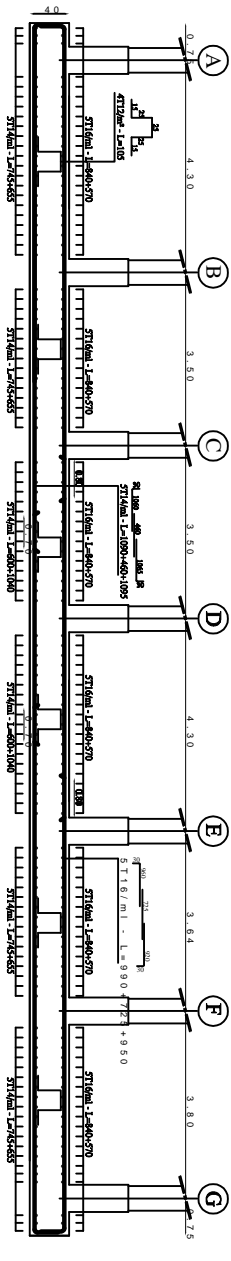
RETRIBUTIE ADERENNE DIMENSIONATE ET PORTANTE	
DESINER	GENE CIVIL
PROJETE REALIZATIE DIN ENSEMBLE IMOBILIER EN R+8	
FERRAILLAGE NERVURES	
Proiectie	Executie
Marci 2016	Edi/125-1/25

COFFRAGE RADIER



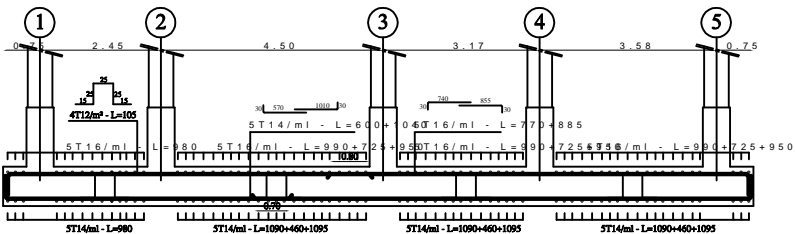
FERRAILLAGE DU RADIER

COUPE A-A

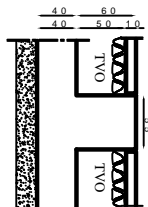


FERRAILLAGE DU RADIER

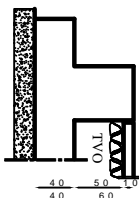
COUPE B-B



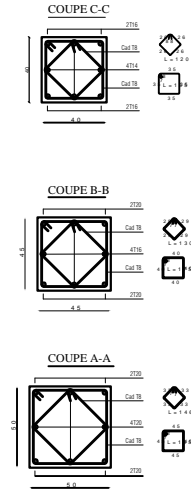
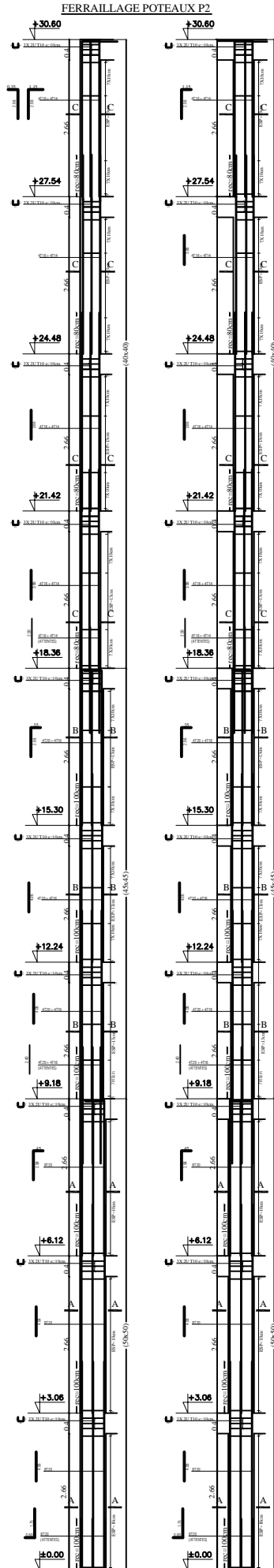
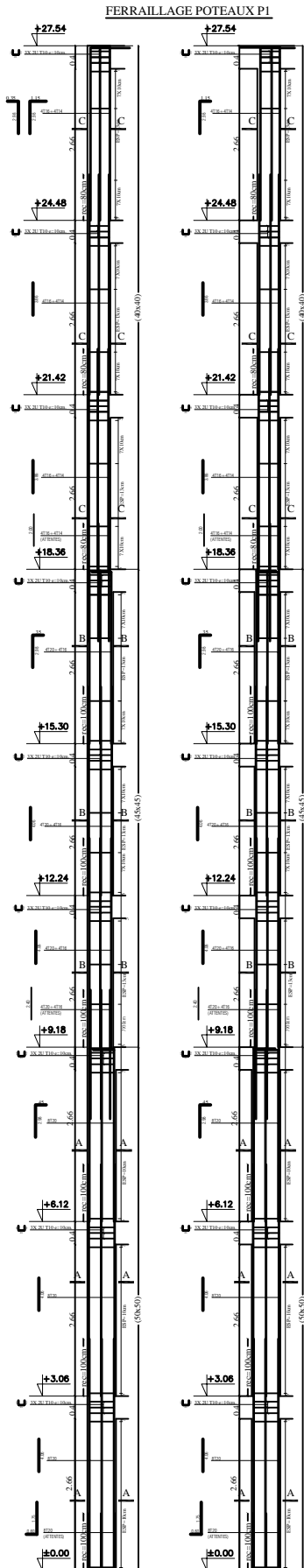
COUPE I-1



COUPE 2-2



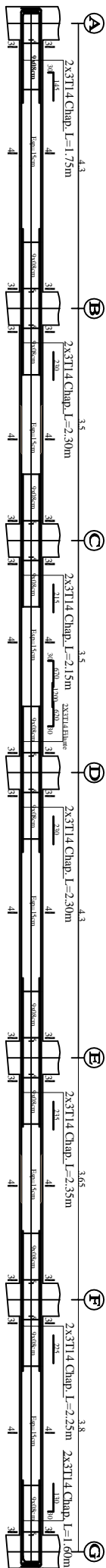
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PORTAIRE	
DOMSIE: GENE/CIVIL	DIREC par Mr KANDOU REALISE PAR
PROJET: REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+8	
FERRAILLAGE RADIER	
Planche N°02	Déc. 2016
Ech: 1/50-1/25	



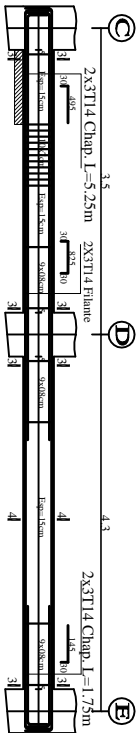
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
NOM: _____ PRENOM: _____ GENIE CIVIL	_____ _____ _____
PROJET: REALISATION D'UN BÂTIMENT D'ENSEIGNEMENT EN R+0	
COFFRAGE ET FERRAILLAGE POTEAUX	
Date: 08/06 LCB-1/0-1/05 1/20	_____ _____ _____

Ferrailage des Poutres Secondaires:

Axe 2,3,4,5 NIV +3.06;+6.12;+9.18;+12.24;+15.30;+18.36;+21.42;+24.48;+27.54:

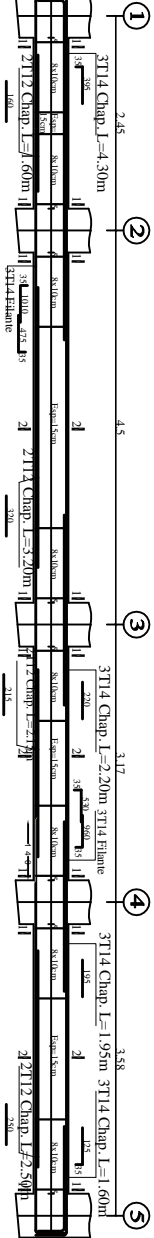


Axe 1; NIV +3.06;+6.12;+9.18;+12.24;+15.30;+18.36;+21.42;+24.48;+27.54:

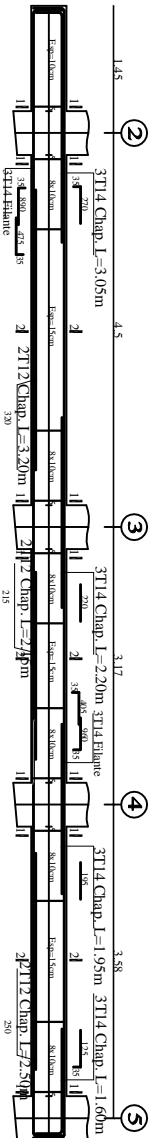


Ferrailage des Poutres Principales:

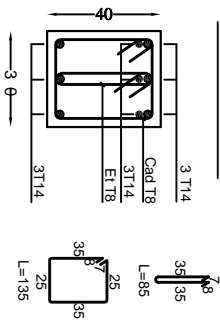
Axes C-E-D; NIV +3.06;+6.12;+9.18;+12.24;+15.30;+18.36;+21.42;+24.48;+27.54:



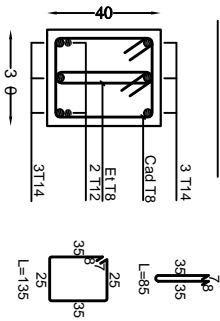
Axes B-F-A-G; NIV +3.06;+6.12;+9.18;+12.24;+15.30;+18.36;+21.42;+24.48;+27.54:



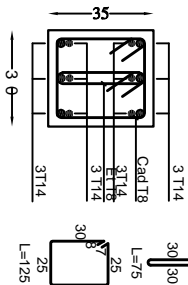
COUPE 1-1



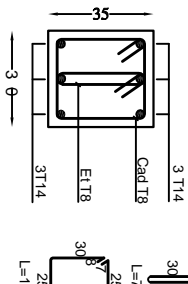
COUPE 2-2



COUPE 3-3



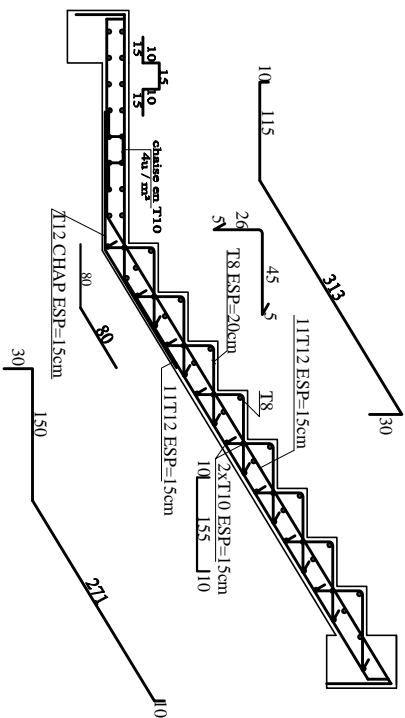
COUPE 4-4



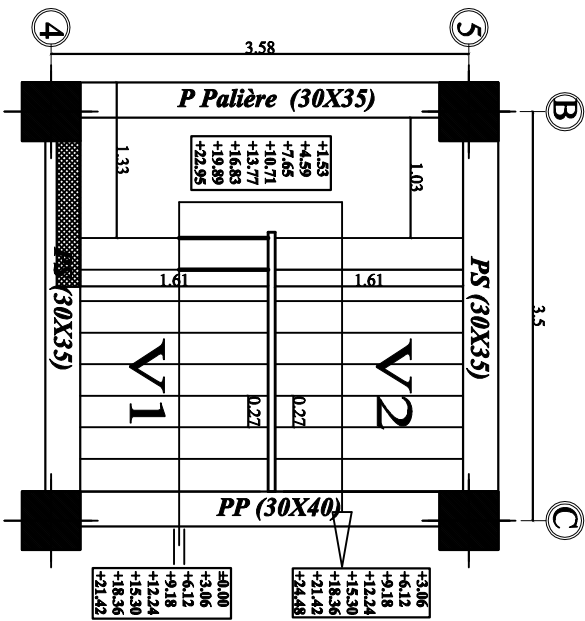
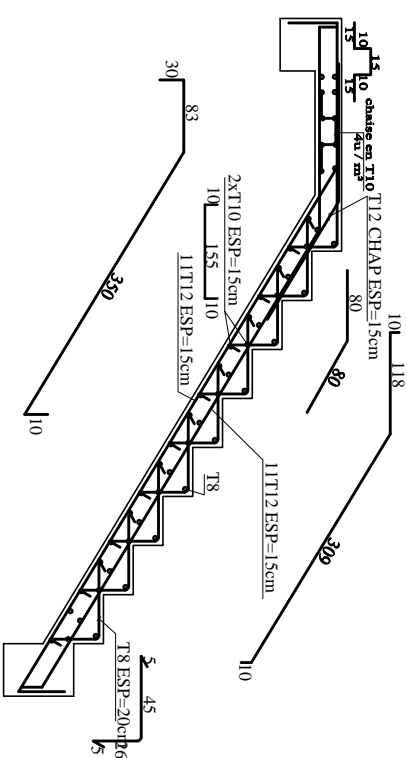
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		TITRE: PLAN DE FERRAILAGE DES POUTRES
ETUDE PAR: ABDOU MAL TAMINE LOUDIS Lynda	DIRIGER PAR: MR KAWOUN	PROMOTION: 2015/2016 Echelle : 1/50

COFFRAGE & FERRAILLAGE DES ESCALIERS:

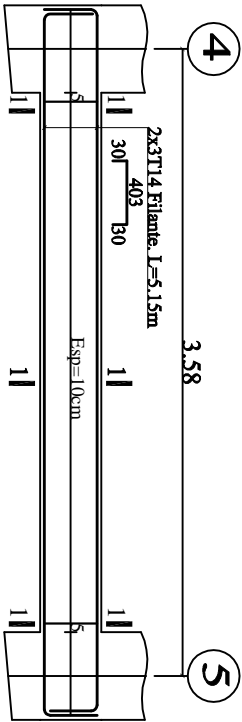
FERRAILLAGE DE LA VOLEE V2



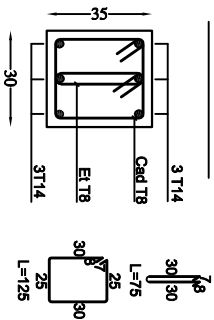
FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1



COFF & FERR DE LA POUTRE PALIERE AXE B:



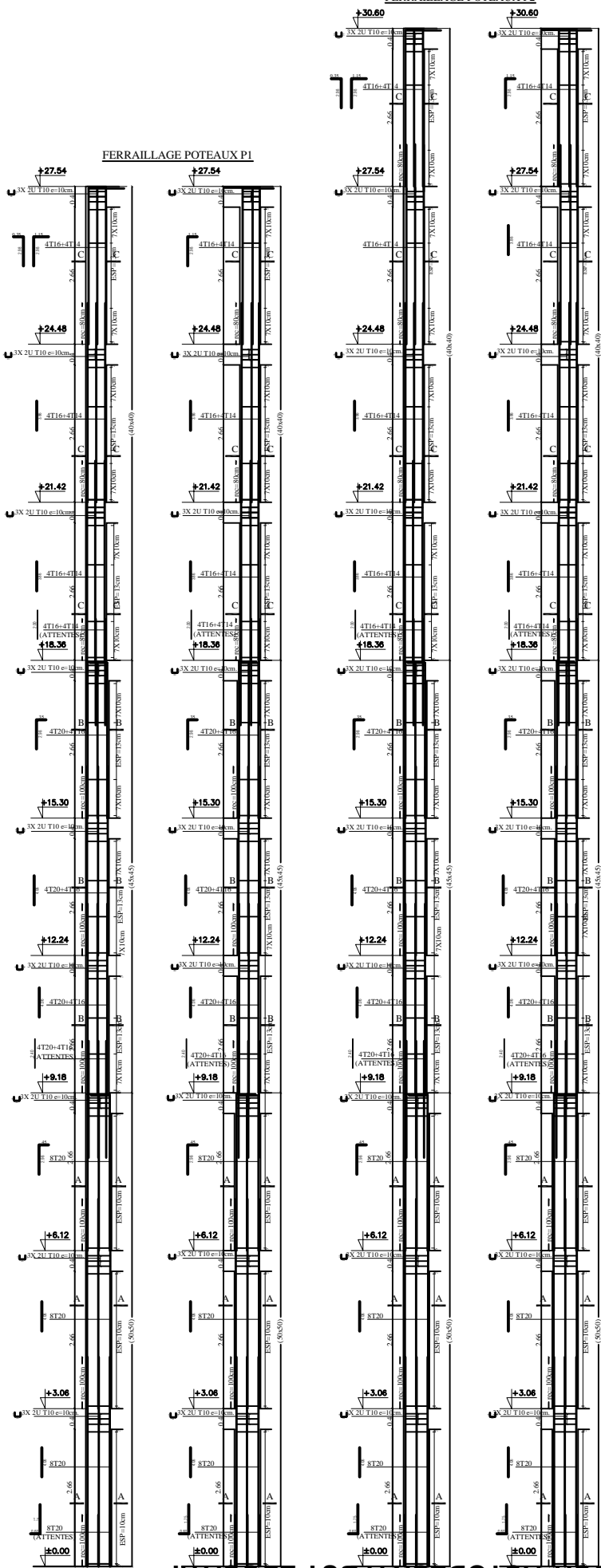
COUPE 1-1



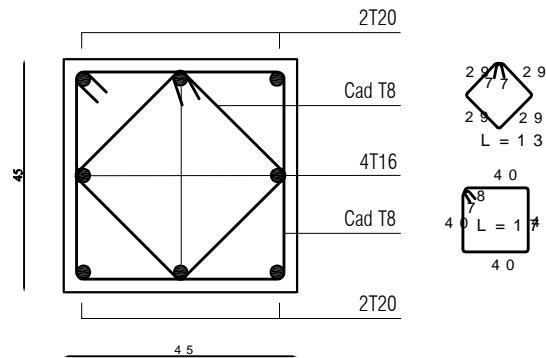
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
ETUDE PAR: ABOU MEd Lamme LOUNIS Lynda	TITRE: PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS
DIRIGE PAR: M.KANOON	Echelle : 1/50

FERRAILLAGE POTEAUX P2

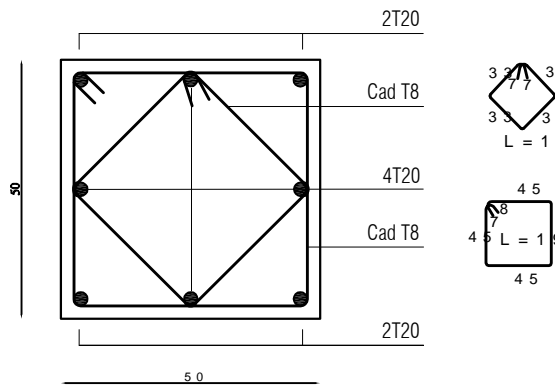
FERRAILLAGE POTEAUX P1



COUPE B-B

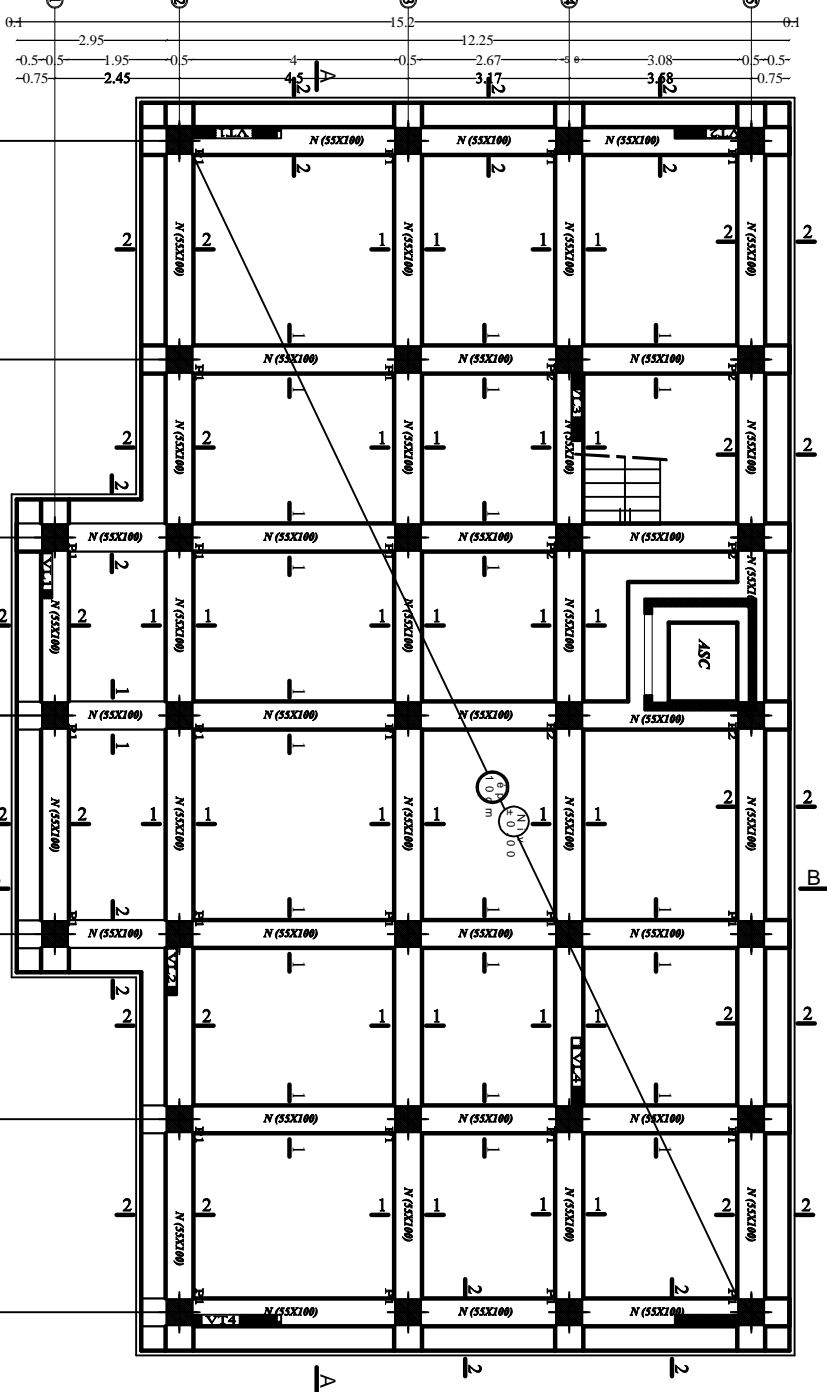


COUPE A-A



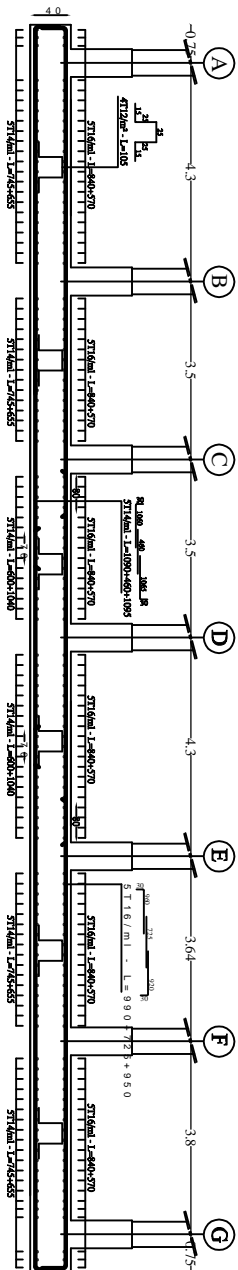
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
ETUDE PAR: ABOU M Lamine LOUNIS Lynda	TITRE: PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRECTEUR: MR CANOUN	

COFFRAGE RADIER



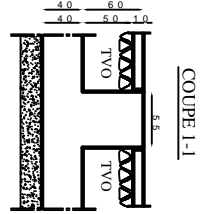
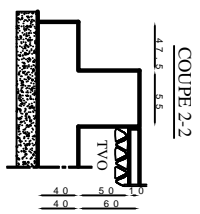
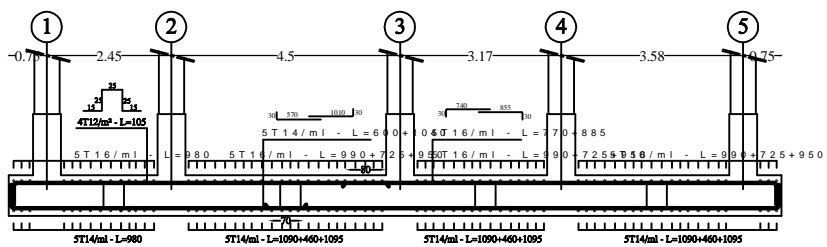
FERRAILAGE DU RADIER

COUPE A-A



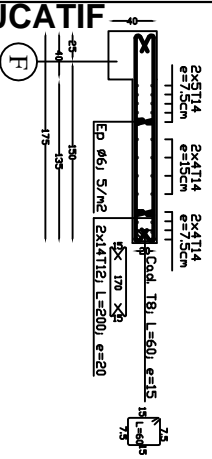
FERRAILAGE DU RADIER

COUPE B-B

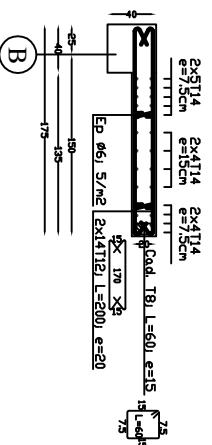


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil
 TITRE: PLAN DE FERRAILAGE DE RADIER
 ETUDE PAR: ABOU MADJID LOUNIS Lynda
 DIRIGE PAR: M. KANOUN
 PROMOTION :2015/2016
 Echelle : 1/50

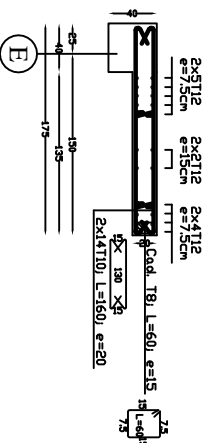
Ferrailage voile: VL4 (zone III)



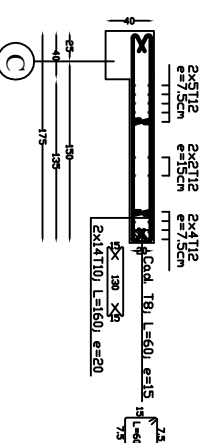
Ferrailage voile: VL3 (zone III)



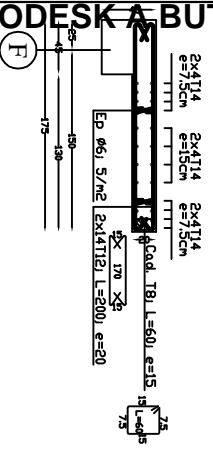
Ferrailage voile: VL2 (zone III)



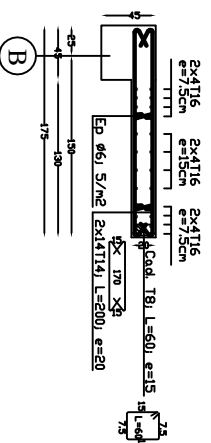
Ferrailage voile: VL1 (zone III)



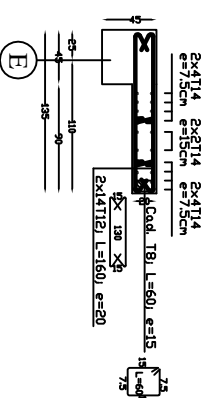
Ferrailage voile: VL4 (zone II)



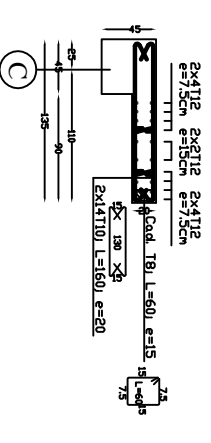
Ferrailage voile: VL3 (zone II)



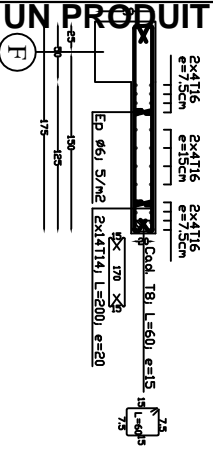
Ferrailage voile: VL2 (zone II)



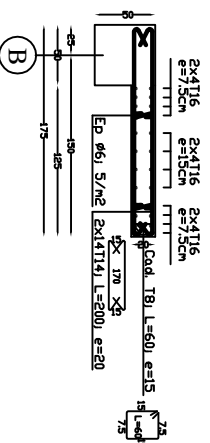
Ferrailage voile: VL1 (zone II)



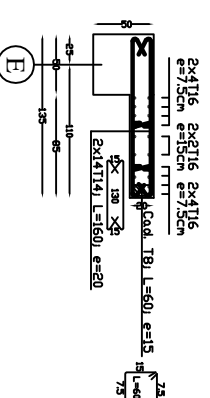
Ferrailage voile: VL4 (zone I)



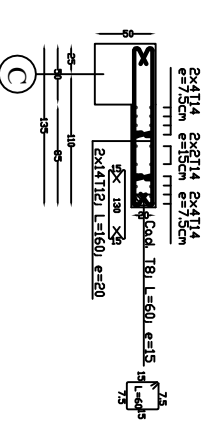
Ferrailage voile: VL3 (zone I)



Ferrailage voile: VL2 (zone I)

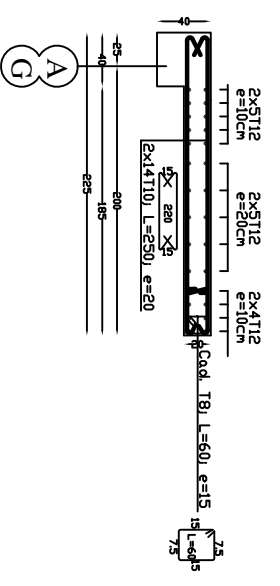
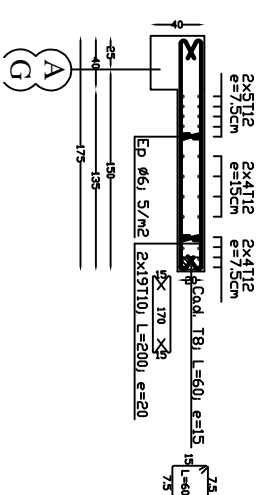
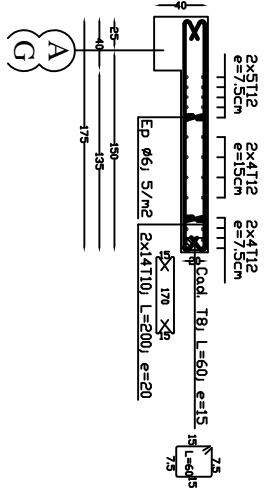


Ferrailage voile: VL1 (zone I)

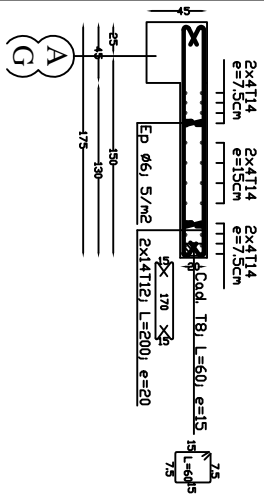


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
ETUDE PAR : ABDOU Md Lamine LOUNIS Lynda	TITRE: PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES LONGITUDINAL
DIRIGE PAR : MR-KANOOUN	
PROMOTION : 2015/2016	
Echelle : 1/50	

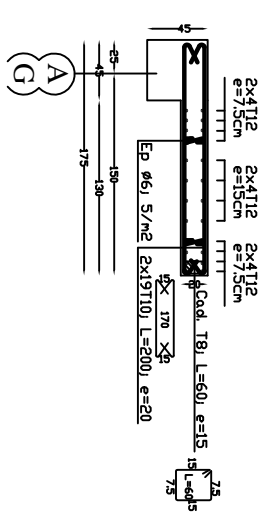
Herrailage voile V 13 (zone III) Herrailage Voile VT2 (zone III) Herrailage voile V 11 et V 14 (zone III)



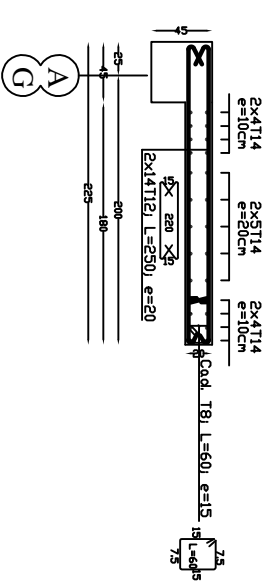
Ferrailage voile VT3 (zone II)



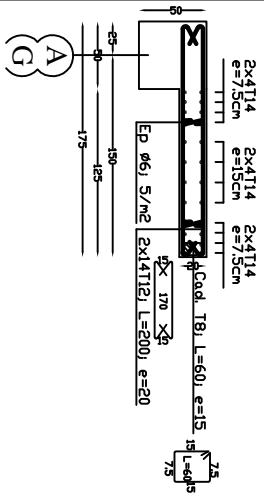
Ferrailage voile VT2 (zone II)



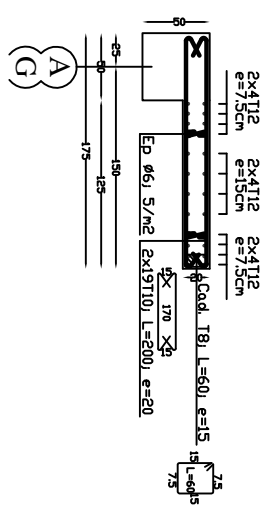
Ferrailage voile VT1 et VT4 (zone II)



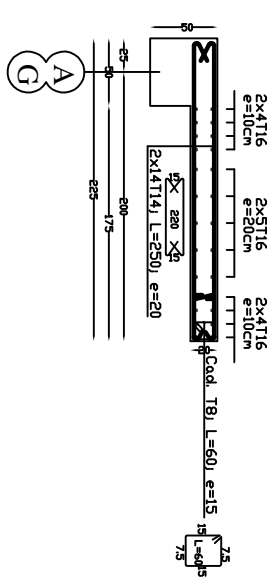
Ferrailage voile VT3 (zone I)



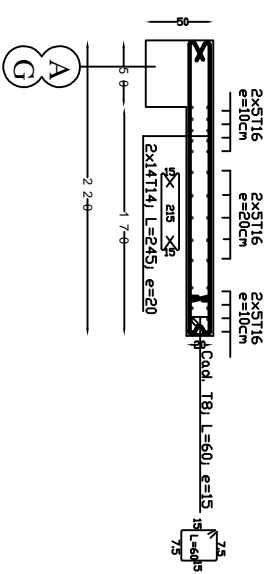
Ferrailage voile VT2 (zone I)



Ferrailage voile: VT1 et VT4 (zone I)



Ferrailage voile: VT5 ascenseur (zone I)



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

ETUDE PAR :
 ABDOU MdLamine
 LOUNIS Lynda

DIRIGE PAR :
 Mr KANOUN

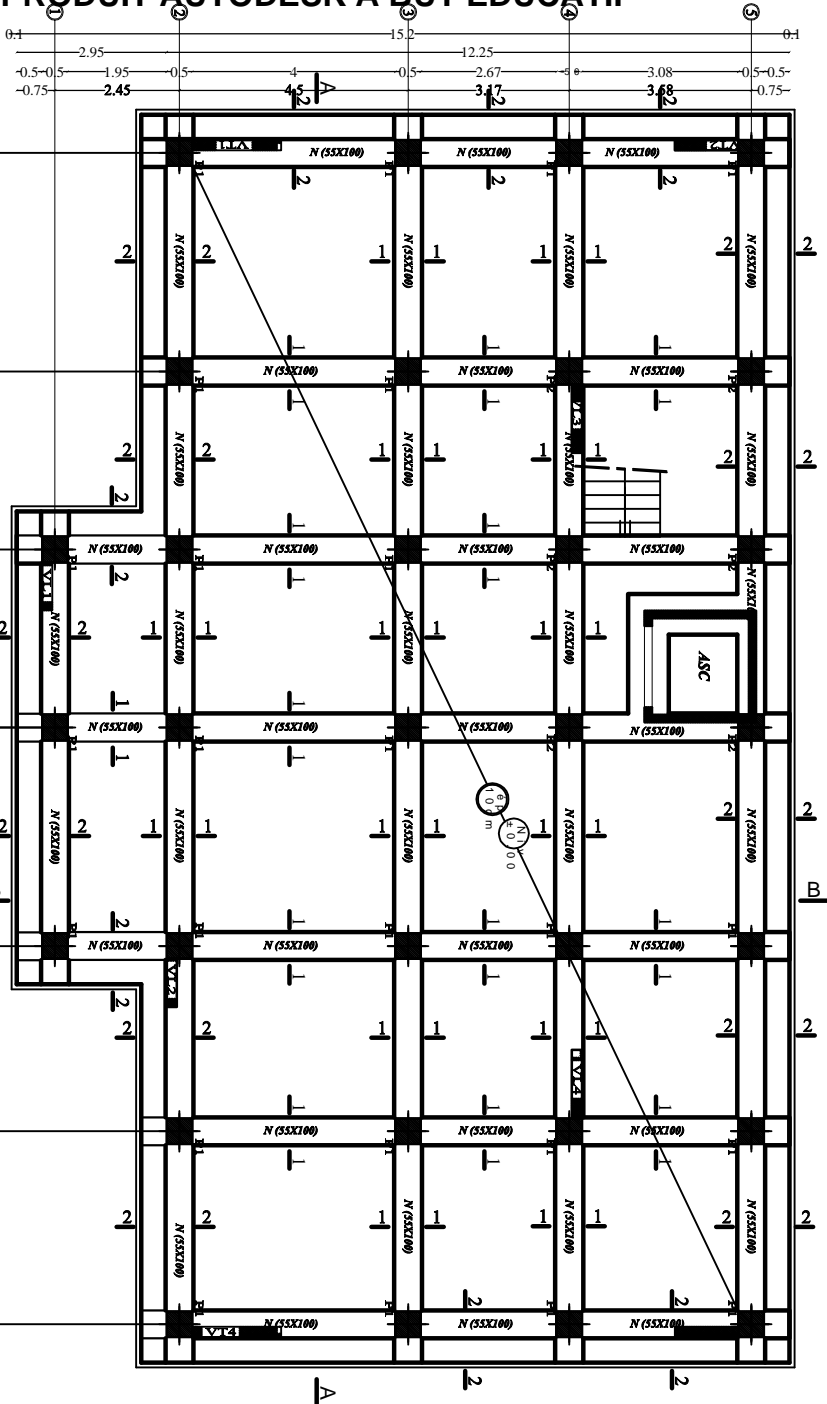
TITRE:
 PLAN DE FERRAILLAGE
 DES VOILES TRANSVERSAL

PROMOTION : 2015/2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

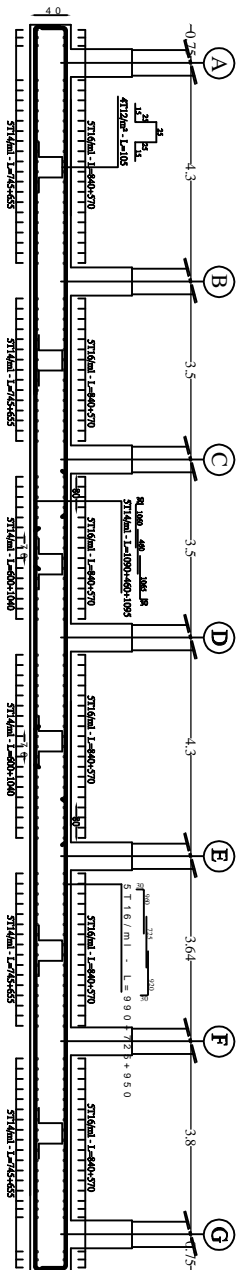
Echelle : 1/50

COFFRAGE RADIER



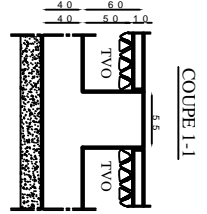
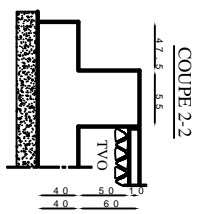
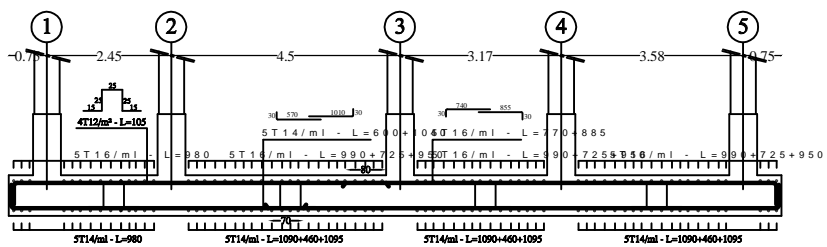
FERRAILAGE DU RADIER

COUPE A-A



FERRAILAGE DU RADIER

COUPE B-B



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

ETUDE PAR :
 ABDOUNADJ Lamime
 LOUNIS Lynda

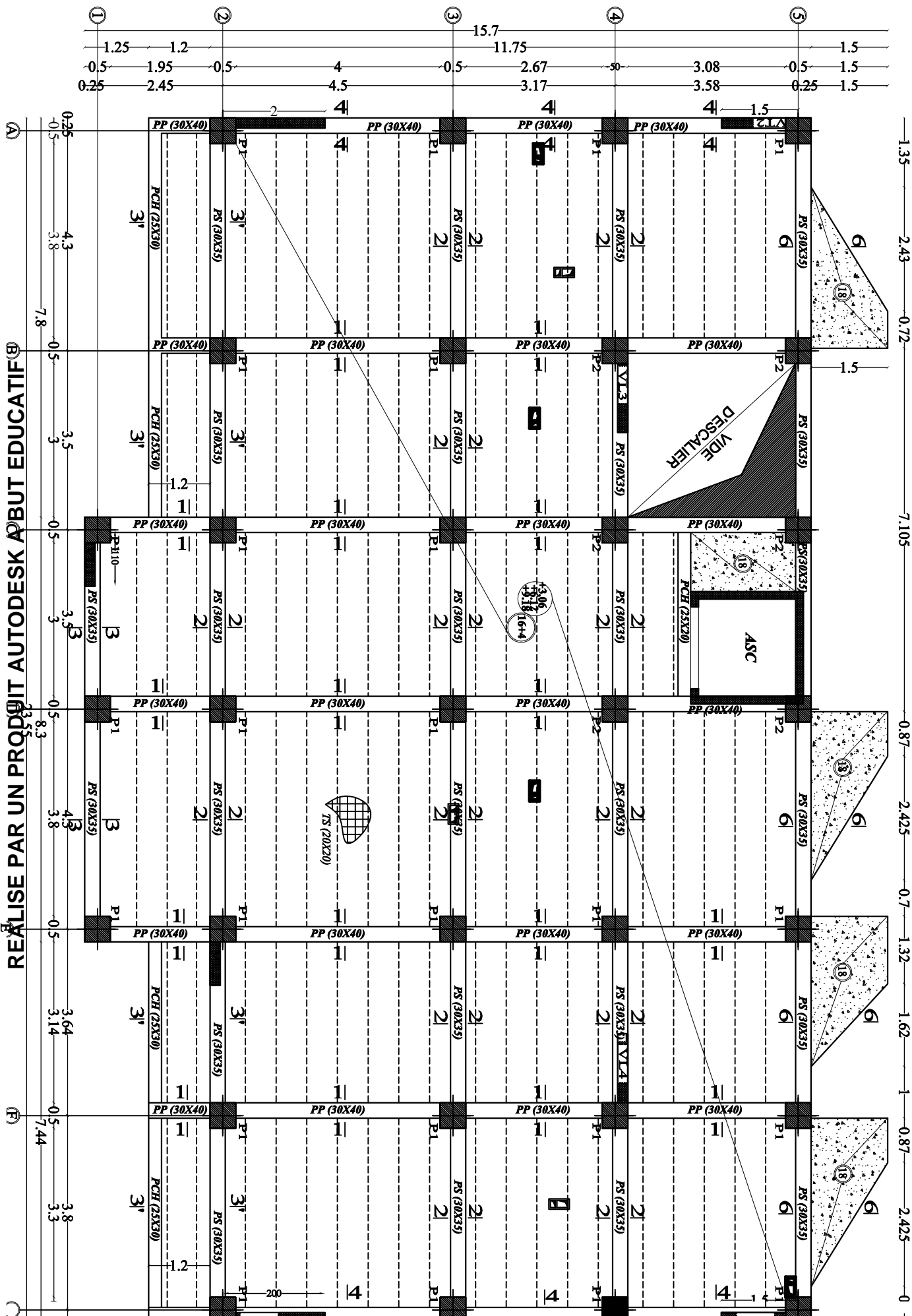
DIRIGE PAR :
 MF. KANOUN

PROMOTION : 2015/2016

TITRE :
 PLAN DE FERRAILAGE
 DE RADIER

Echelle : 1/50

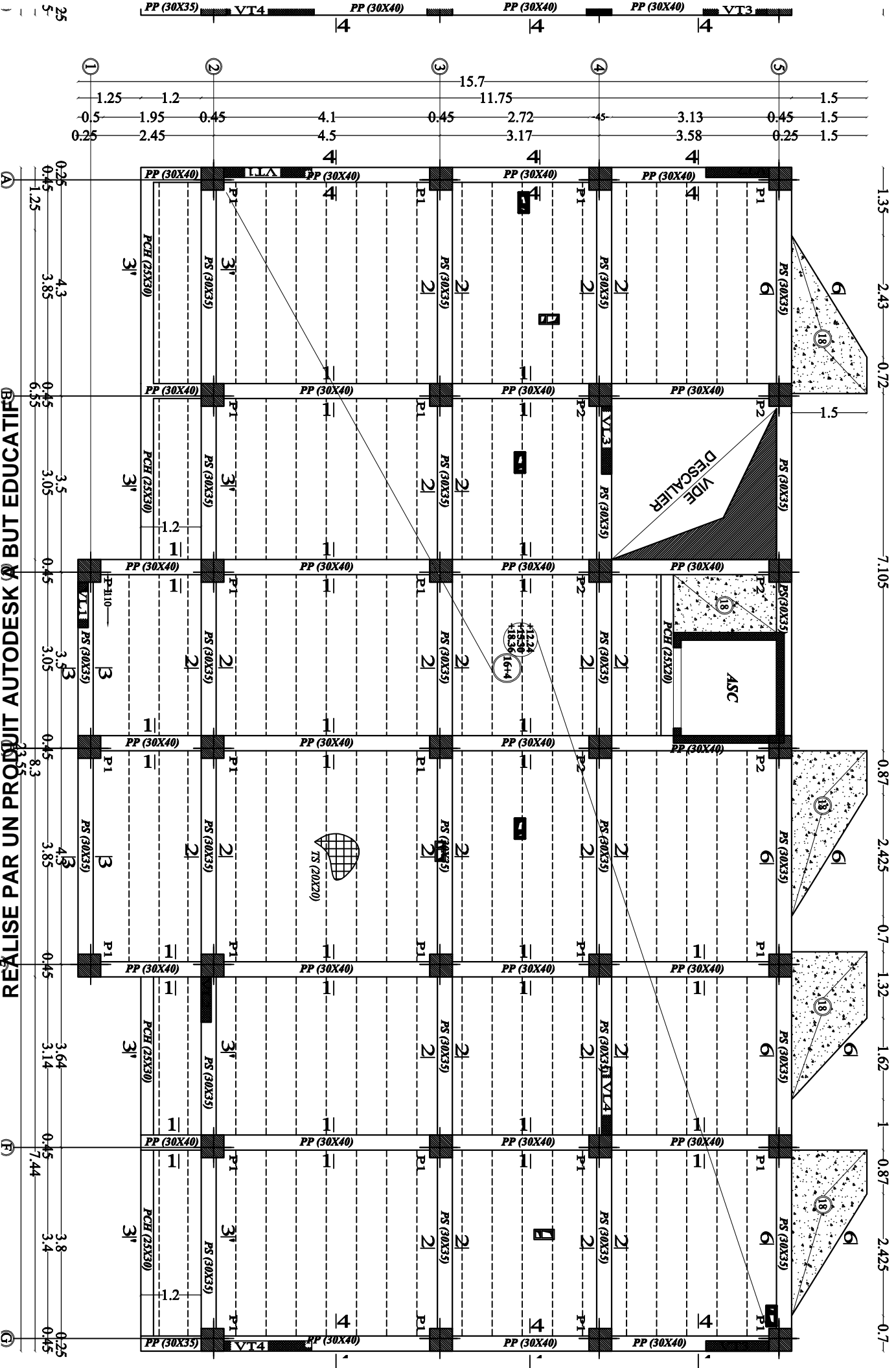
Coffrage Planchers Niv; +3.06;+6.12,+9.18:



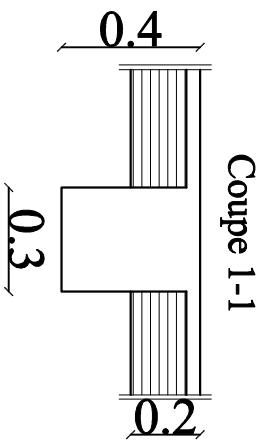
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

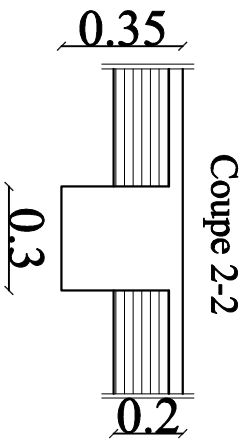
Coffrage Planchers Niv;+12.24;+15.30;+18.36:



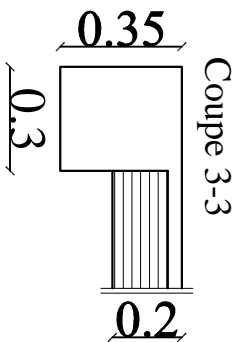
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



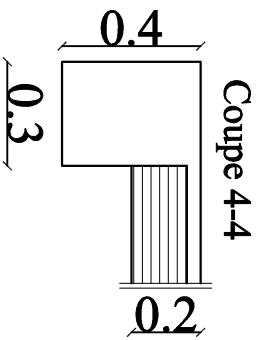
Coupe 1-1



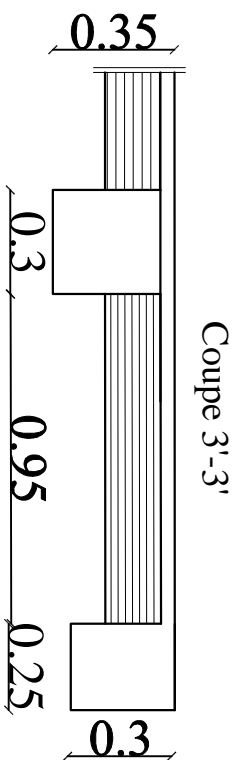
Coupe 2-2



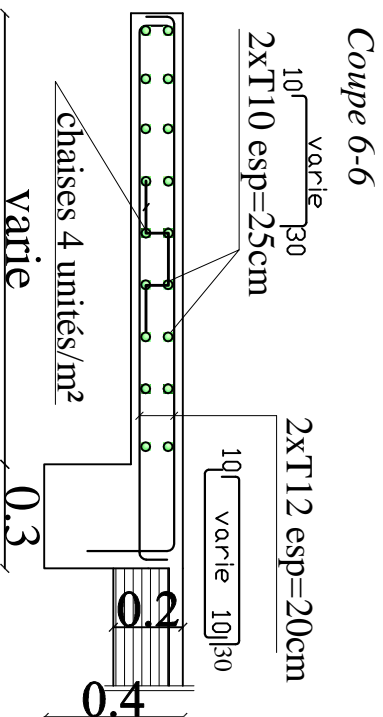
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 3'-3'



Coupe 6-6

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

ETUDE PAR :
 ABDOU Md Lamine
 LOUNIS Lynda

DIRIGE PAR :
 Mr KANOUN

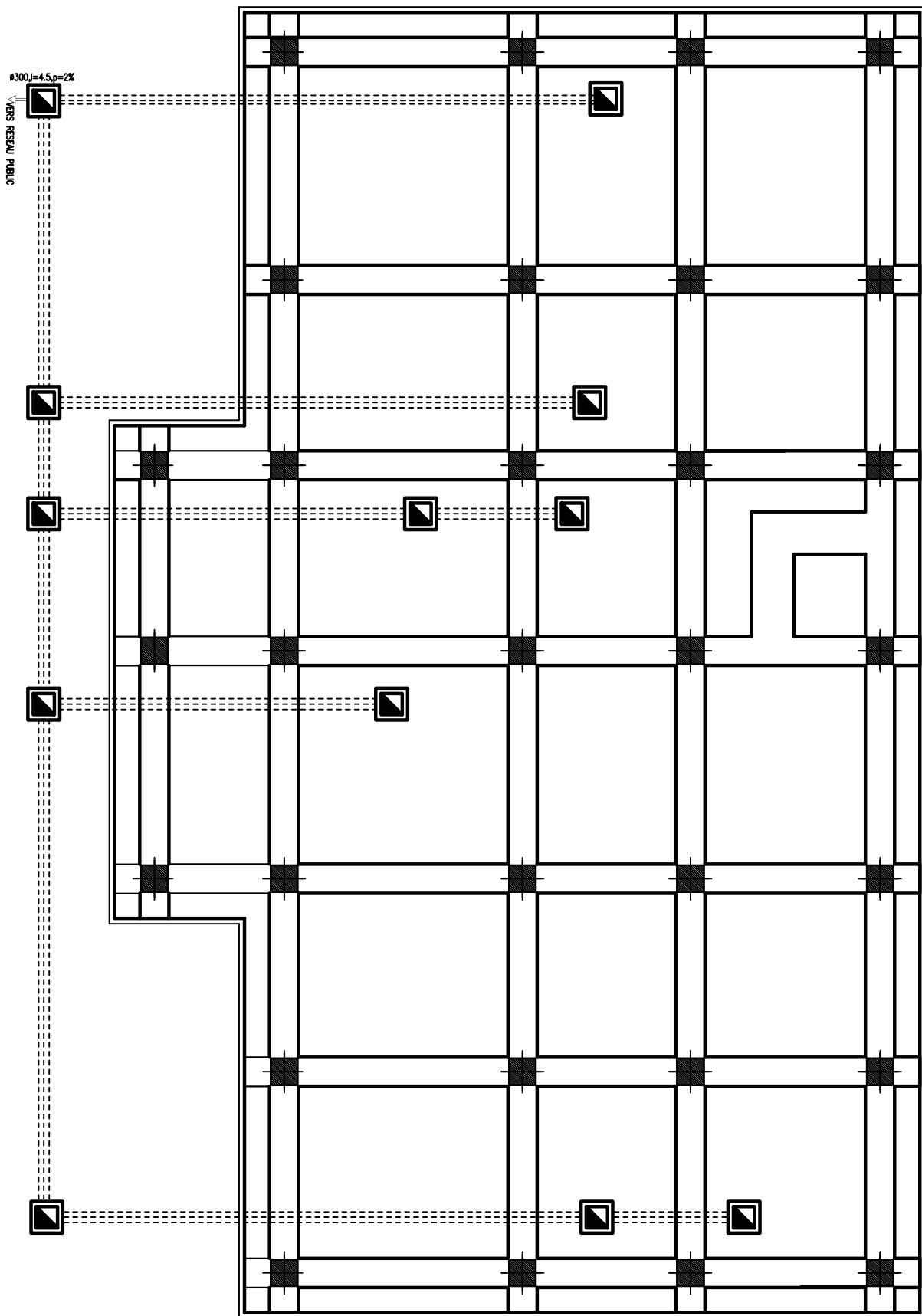
TITRE:
 PLAN DE COFRAGE
 DES PLANCHERS

PROMOTION : 2015/2016

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Echelle : 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
Plan fondations et assainissement



.....

.....

Plan fondations et assainissement

