



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Envue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option : construction civil et industrielle

Thème : Etude d'un bâtiment R+12 à usage
d'habitation et commerce
contreventé par des voiles et portiques



Encadré par :

MR Louzai

Elaboré par:

*Adja Zahra
Smail Drifa*

Promotion 2013-2014

Remerciements

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

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Mr: Louzai pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

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

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

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

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

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

Merci à tous

DEDICACE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*À mes très chers parents pour leur bienveillance,
leur affection, leur soutien tout au long de ma
carrière scolaire et universitaire*

À mes frères (Karim, Sadek, Farid)

À mes sœurs (Dehbia, Farida, Karima)

*À Ayoub qui m'a beaucoup aidé afin de finir ce
modeste travail*

À toute ma famille

À mes amis et collègues.

Zahra



DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

- Ma chère mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez**
- Mes sœur (FARIDA ;ZAHIA ;HORIA ;NAIMA) qui ont toujours su m'entourer et me redonner du courage et de la confiance.**
- Mes frères**
- Mes adorables nièces et neveux.**
- Mes très chères amis SARAH ;SALIM ; TOUFIK ; MOUH et HOCIN**
- A toute la promotion de Génie Civil 2013-2014**

DRIFA



SOMMAIRE

Introduction

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage.....1

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments21

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires.....16

3.1 Calcul de l'acrotère.....16

3.2 Calcul des balcons.....48

3.3 Calcul de la salle machine64

3.4 Calcul du plancher en corps creux.....73

3.5 Calcul des dalles pleines.....80

3.6 Calcul des escaliers..... 86

Chapitre 4 :étude dynamique et sismique95

Chapitre 5 : présentations des résultats de l'analyse dynamique.....

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux.....157

6.1 Ferrailage des poutres.....157

6.2Ferrailage des poteaux.....176

6.3 Ferrailage des voiles111

Chapitre 7 : Étude de l'infrastructure.....216

Conclusion

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau. 4.1 :résumé des résultats

Tableau. 4.2 :mode de vibration et participation massique

Tableau4.3 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Tableau4.4 : déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX

Tableau4.5 :déplacement latéraux inter-étage dans le sens YY

Tableau4.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens XX

Tableau 4.7 :Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens YY

Tableau 4.8 : vérification de l'effort normal réduit

Tableau 4.9 :justification de l'interaction portique/voile dans le sens XX

Tableau 4.10 :justification de l'interaction portique/voiles dans le sens YY

Tableau 5.1 :moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principales (30x45) les plus sollicités sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q**

Tableau 5.2 :: moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principales (45x30)les plus sollicités sous la combinaison d'action **G + Q ± E** :

Tableau 5.3 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principale (45x30) les plus sollicités sous la combinaison d'action : **0,8G ± E** :

Tableau 5.4 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres secondaires (30x40) les plus sollicités sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

Tableau 5.5 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres secondaires (40x30) les plus sollicités sous la combinaison d'action **G + Q ± E** :

Tableau 5.6 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principale les plus sollicités sous la combinaison d'action : **0,8G ± E** :

Tableau 5.7 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

Tableau 5.8 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action **G + Q ± E** :

Tableau 5.9 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action $0,8G \pm E$:

Tableau 5.10 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action $1.35G+1.5Q$:

Tableau 5.11 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action $G+Q \pm E$:

Tableau 5.12 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action $0.8G \pm E$:

Tableau 5.13 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone1) sous la combinaison d'action $G+Q \pm E$

Tableau 5.14 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone1) sous la combinaison d'action $0.8G \pm E$:

Tableau 5.15 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone1) sous la combinaison d'action $G+Q \pm E$

Tableau 5.16 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone2) sous la combinaison d'action $0.8G \pm E$:

Tableau 5.17 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone3) sous la combinaison d'action $G+Q \pm E$

Tableau 5.18 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone3) sous la combinaison d'action $0.8G \pm E$:

Tableau 6.1 :caractéristiques des poutres

Tableau 6.2 :caractéristiques mécanique des matériaux

Tableau 6.3 : ferrailages des poutres principales

Tableau 6.4 :ferrailages des poutres secondaires

Tableau6.5 :vérification des poutres principales en travée a l'ELS

Tableau6.6 : vérification des poutres principales sur appuis

Tableau6.7 :vérification des poutres secondaires en travée a l'ELS

Tableau6.8 :vérification des poutres secondaires en travée a l'ELS

Tableau6.9 :caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau6.10 :solllicitations obtenus par etabs

Tableau6.11 :ferrailages des poteaux sous $1.35G+1.5Q$

Tableau6.12 :ferrailages des poteaux sous $G+Q+E$.

Tableau 6.13 : ferrailages des poteaux sous 0.8G+E

Tableau 6.14 : choix des armatures.

Tableau 6.15 : Armatures transversale (zone courante).

Tableau 6.16 : Armatures transversale (zone nodale).

Tableau 6.17 : condition de non fragilité.

Tableau 6.18 : vérification des contraintes.

Tableau 6.19 : vérification des contraintes tangentielle.

Tableau 6.20 : ferrailage de voile (VL1/VT1).

Tableau 6.21 : ferrailage de voile (VL2/VT2).

Tableau 6.22 : ferrailage de voile (VL3/VT3).

Tableau 6.23 : ferrailage de voile (VL4/VT4).

Tableau 6.24 : ferrailage de voile (VL5/VT5).

Tableau 6.25 : ferrailage de voile (VL6/VT6).

Tableau 6.26 : ferrailage de voile (VL7).

Tableau 6.27 : ferrailage de voile (VL8).

Tableau 7.1 : Détermination de la résultante de charges.

Tableau 7.2 : surfaces des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

Tableau 7.3 : surfaces des semelles filantes sous voiles (sens transversales)

Tableau 7.4 : Vérification de la stabilité du radier à l'ELU et l'ELS

Tableau 7.5 : récapitulation du ferrailage

Tableau 7.6 : ferrailage à l'ELS

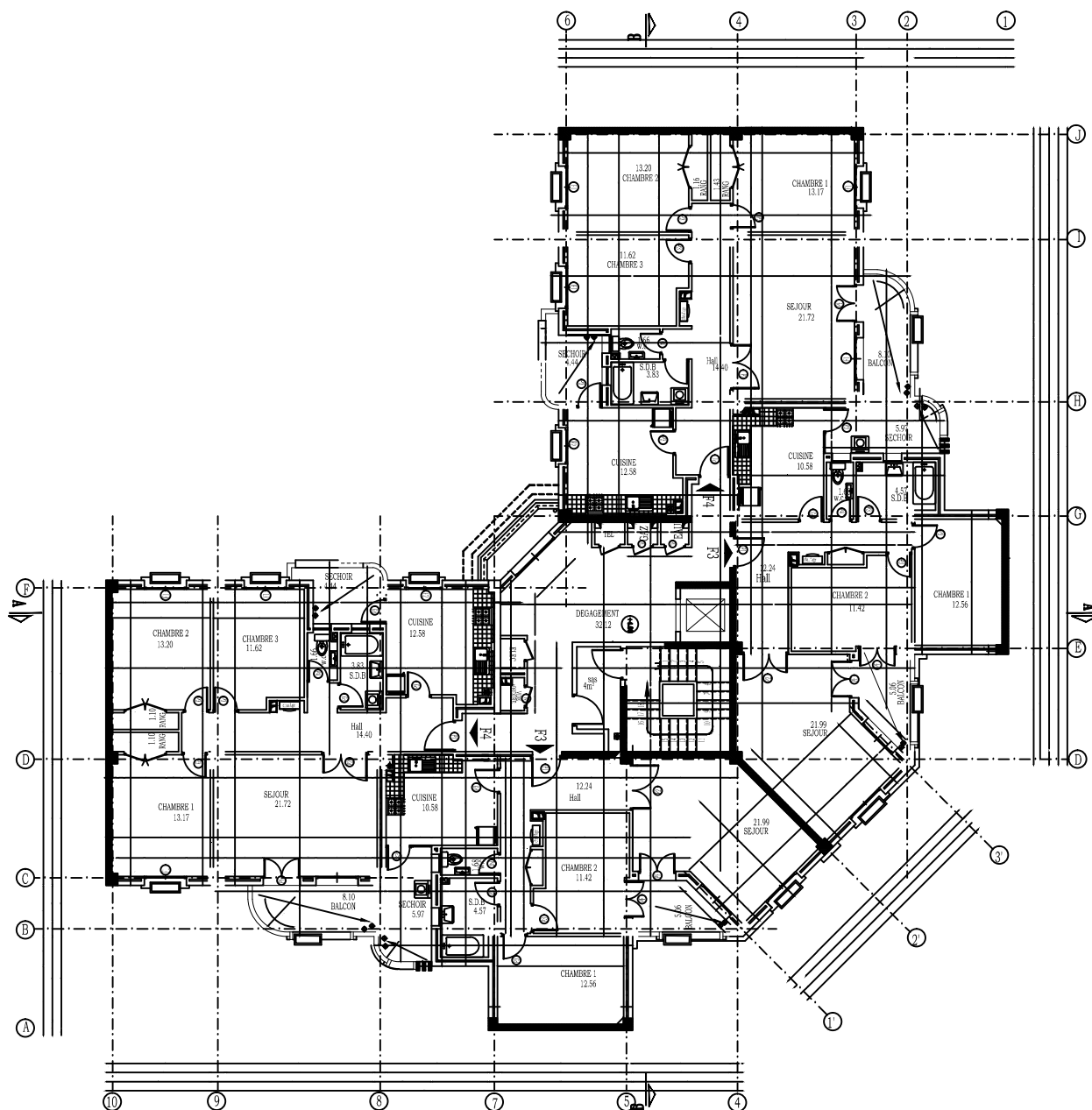
Tableau 7.7 : valeur de charges pour le moment fléchissant

Tableau 7.8 : valeur de charges pour l'effort tranchant

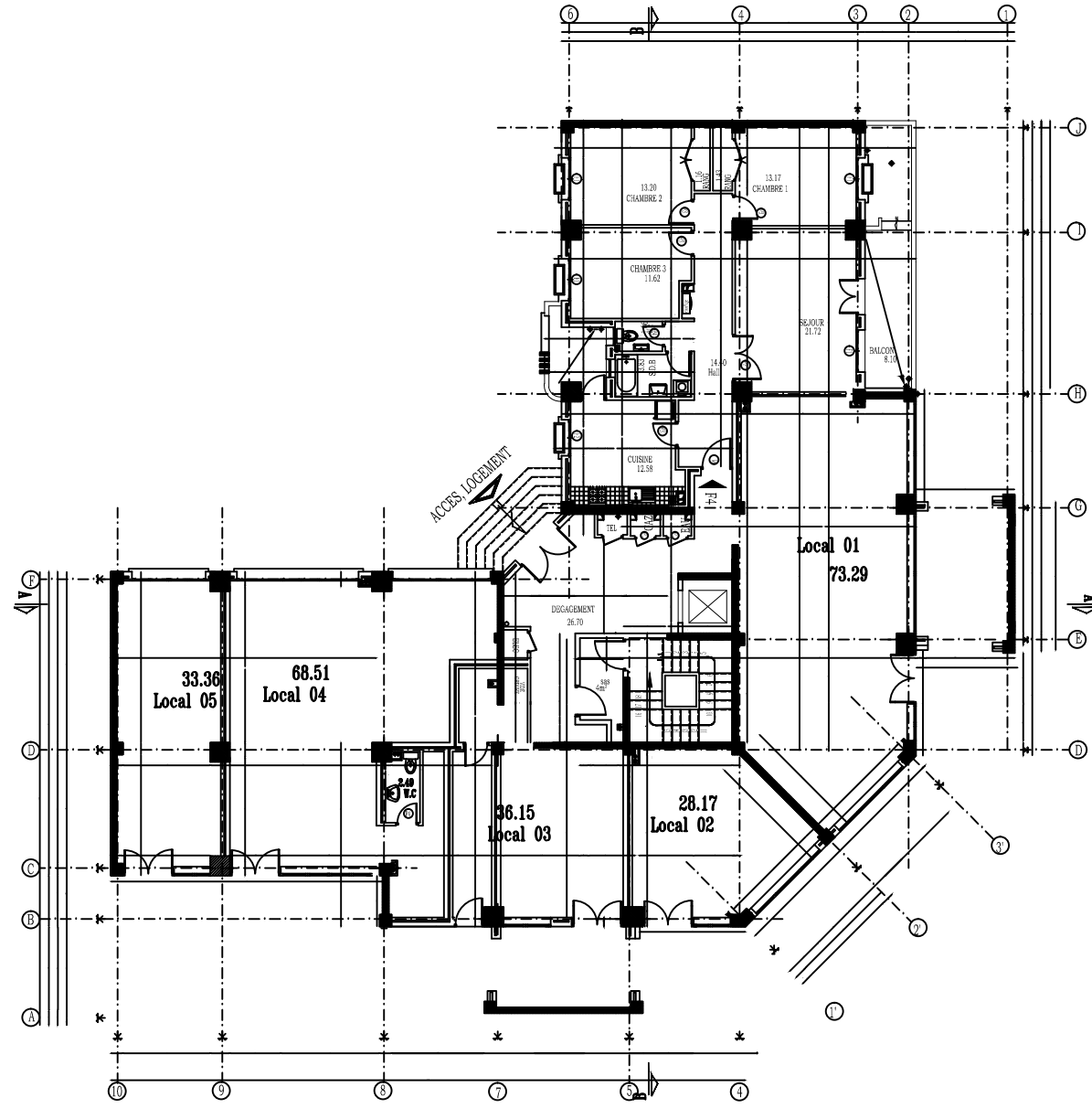
Tableau 7.9 : valeur de charges pour le moment fléchissant

Tableau 7.10 : valeur de charges pour les efforts tranchants

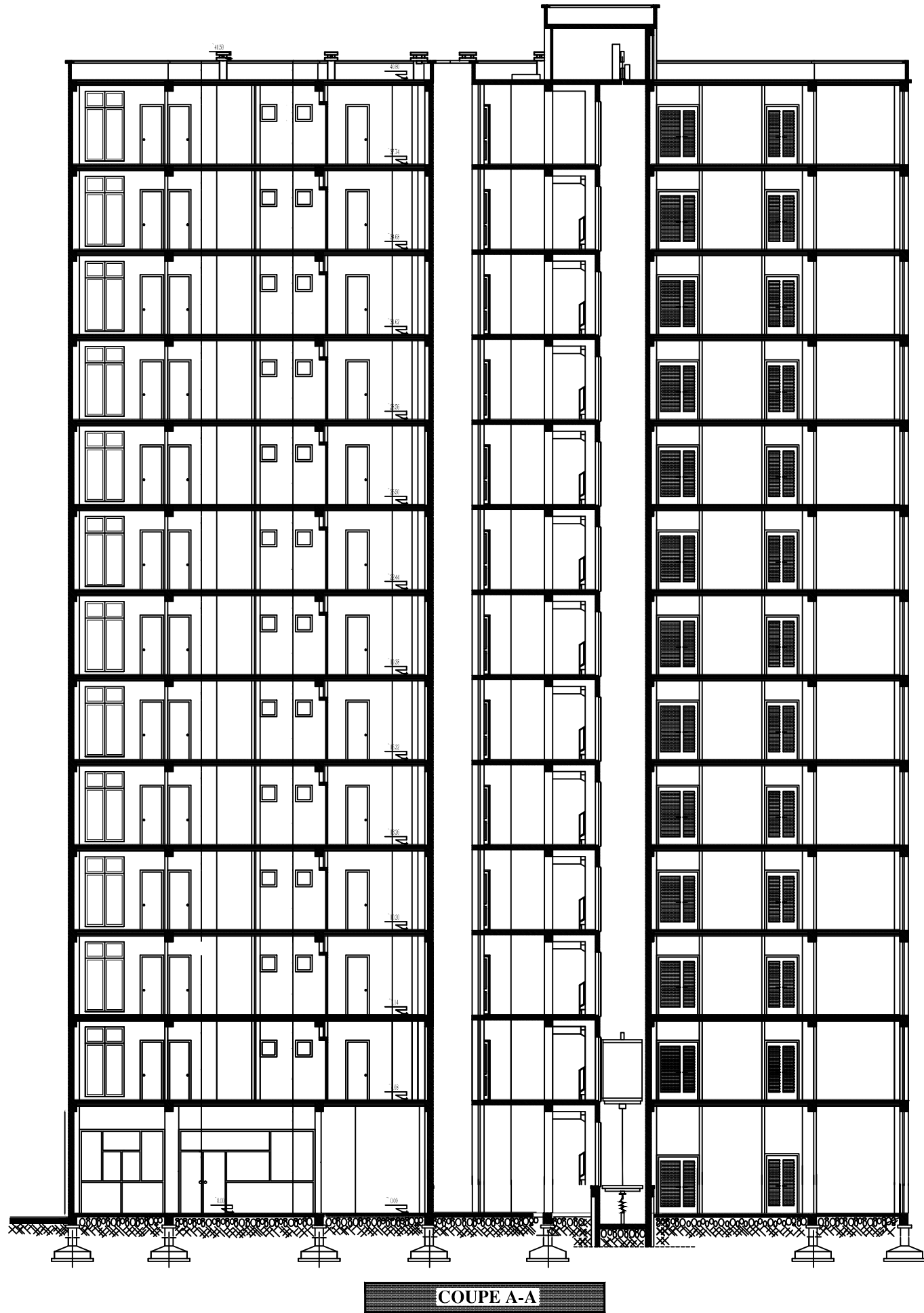
Tableau 7.11 : ferrailage à l'ELS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE :
Adja Zahra Small Drifa	
DIRECTEUR:	PROFESSEUR EN CHARGE:
Ouzal	
PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°
	ECHELLE



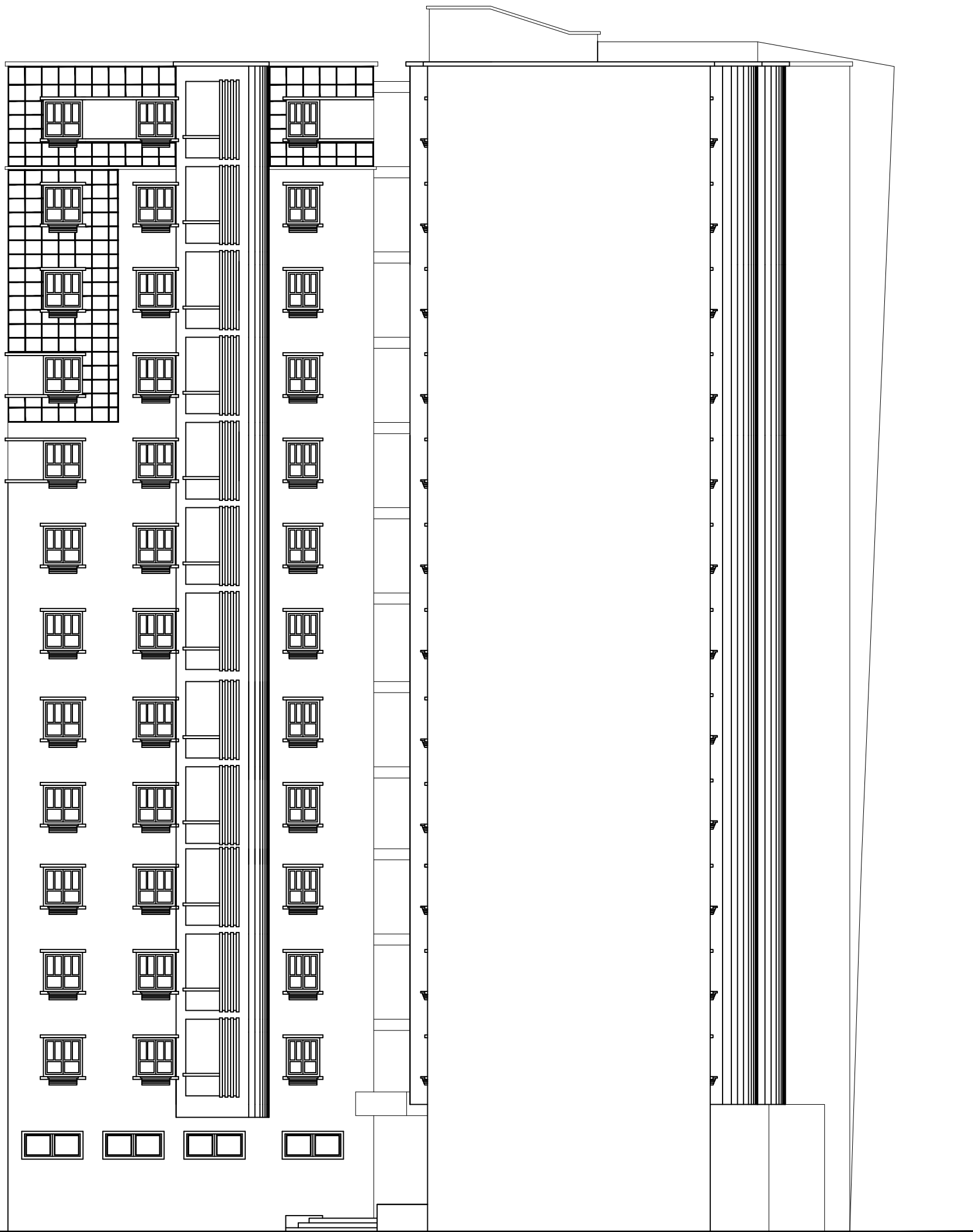
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Adja Zahra Smail Drita	TITRE: Plan de RDC
DIRECTEUR: M. FER	PROFESSEUR: M. FER
PROFESSEUR: M. FER	PROFESSEUR: M. FER



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Adja Zahra Smail Drifa	TITRE : coupe A-A	
DIRIGE PAR: Mr louzai	PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N° ECHELLI



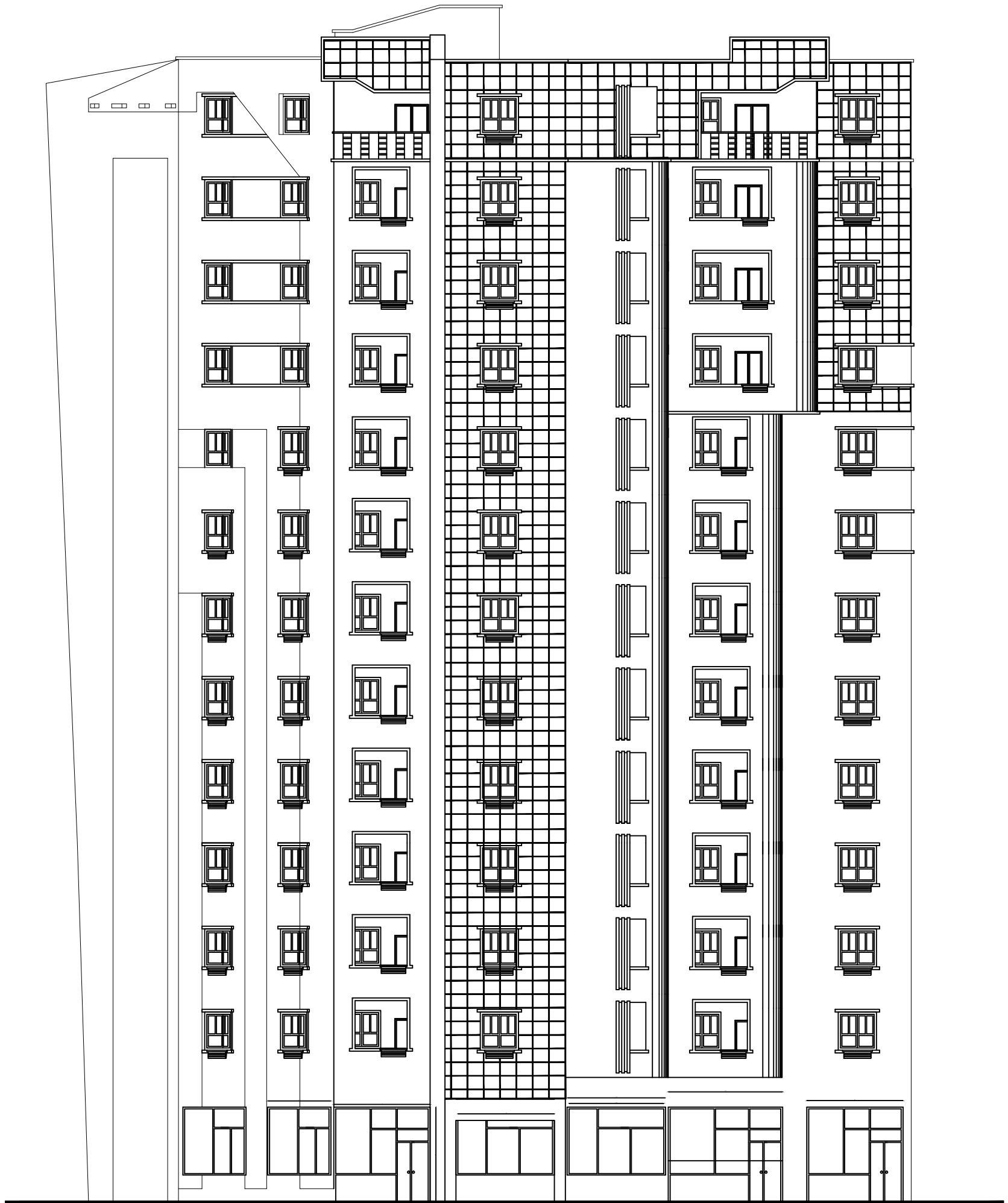
FACADE LATÉRALE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

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

ETUDIE PAR : Adja Zahra Smail Drifa	TITRE : façade latérale
DIRIGE PAR : Mr Bouzai	PROMOTION 2013/2014



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Adja Zahra Smail Drifa	TITRE : façade principale	
DIRIGE PAR : Mr Iouzaï		
PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°	ECELLE

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

1.1.Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et douze étages (**R+12**) à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et de voiles.

L'ouvrage sera implanté à KOUBA wilaya d'ALGER.

Cette région est classée en zone de sismicité élevée (zone III).selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 / version 2003*).

1.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

1) En plan :

- La longueur totale30.14 m
- La largeur totale30.14 m

2) En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment40.8 m
- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur d'étage courant3,06 m

1.3.Données sismique de la structure :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* Comme une zone de sismicité élevée (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\tau} = 1.5 \text{ bars}$.
- Le site est considéré comme **ferme**(S2).

1.4.Hypothèses de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à **28** jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$ (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$ (Module de déformation instantané du béton).
- $F_e = 400 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité des aciers).

1.5.Les éléments de l'ouvrage :

a) Ossature et contreventement :

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Planchers :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** :les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles

c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15 cm** et **10 cm** d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

d) Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

e) Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

f) Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

1.6. Réglementation utilisée :

- ❖ **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ **BAEL 91** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- ❖ **CBA 93**(règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

➤ Définition des états limites:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

a) Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

❖ Hypothèse de calcul à L'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en compression simple.

- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

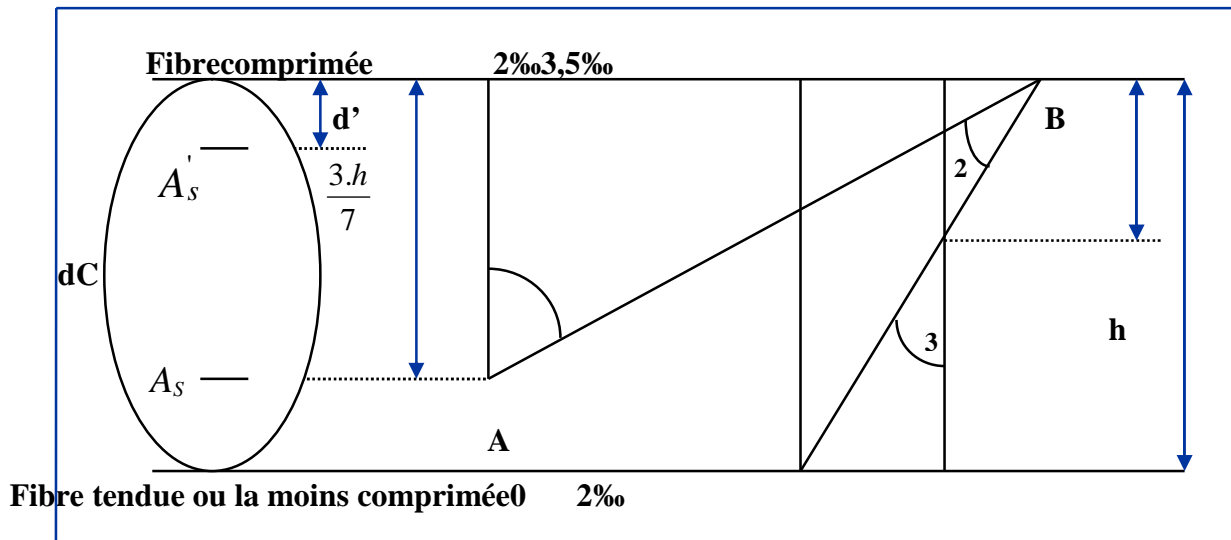


Fig. 1.1 : Diagramme des déformations limites de la section

b) Etats limites de service (ELS):

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

❖ Hypothèse de calcul à L'ELS:

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

❖ Actions et sollicitations :**a) Définition des actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

Ñ Action permanentes (G):

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note:

- G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : actions permanentes favorables.

Ñ Actions variables (Qi) :

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

- Q : action variable de base.

Ñ Actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

1.8. Les caractéristiques des matériaux :

a) Béton:

Ñ Définition:

Le béton est un mélange de granulats : De ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Ñ Composition du béton :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- 350Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.
- 400L de sable.
- 800L de gravillons (D = 25mm).
- 175L d'eau.

Ñ Résistance du béton :

❖ *Résistance caractéristique du béton à la compression:*

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{cj}** . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **f_{c28}** .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**) jours, définies à partir de **f_{c28}** , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ j.} \end{cases}$$

Le choix de f_{c28} :

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

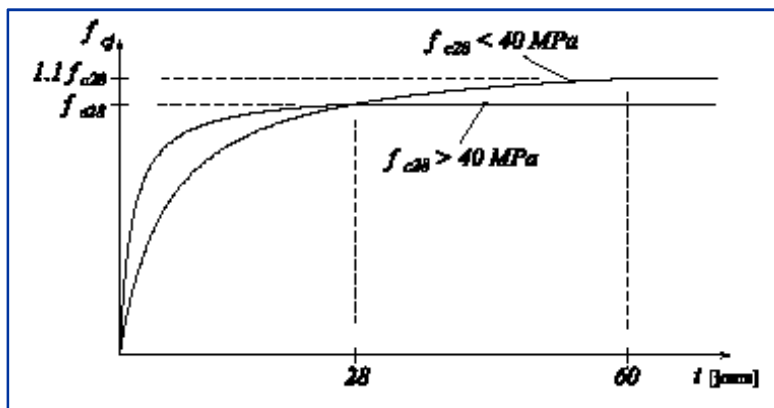


Fig1.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

❖ *Résistance caractéristique du béton à la traction:*

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}) .$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou (N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Pour : $j = 28$ jours, $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa.

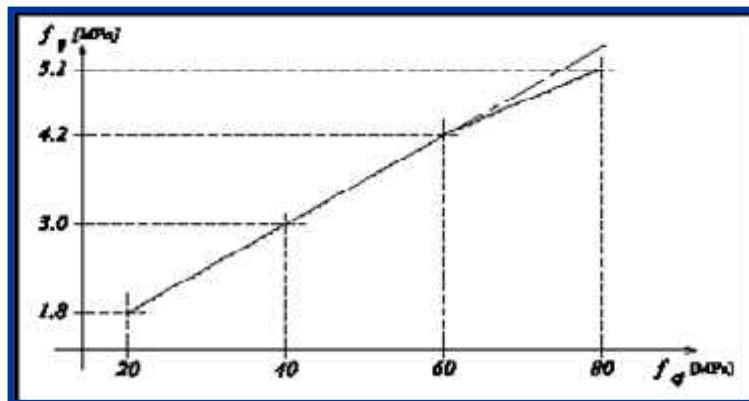


Fig 1.3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

❖ *Module de déformation longitudinale :*

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: ($E_{ij} = 3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

Ñ Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (*j*) jours note E_{ij} est égale à :

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21})$$

Dans notre cas :

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

Ñ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ \text{Dans note cas :} \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ Module de déformation transversale:

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

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

❖ *Coefficient de Poisson*:(BAEL91, art A2.1.3) :

Le coefficient de poisson par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\epsilon = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).} \\ = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations..... (Section non fissurée à ELU).} \end{array} \right.$$

❖ *Modèles de calcul* :

➤ **À l'ELU** :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{0} \quad \text{bc} \quad \mathbf{2 \text{ ‰}} \\ \mathbf{2 \text{ ‰}} \quad \text{bc} \quad \mathbf{3.5 \text{ ‰}} \text{compression avec flexion.} \end{array} \right.$$

Avec : **bc**: raccourcissement du béton

• **Contraintes limites du béton en compression :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad (BEAL91.art.A.4.3.41)$$

Dans notre cas :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

• γ_b = est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : **fc28 = 25MPa**, on obtient : $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$

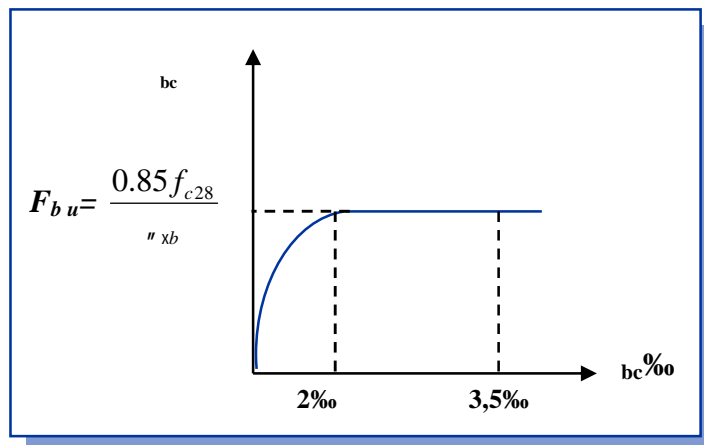


Fig1.4 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

➤ À l'ELS:

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\overline{f}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL91, art A.4.5, 2})$$

Pour notre cas: $\overline{f}_{bc} = 0,60 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$

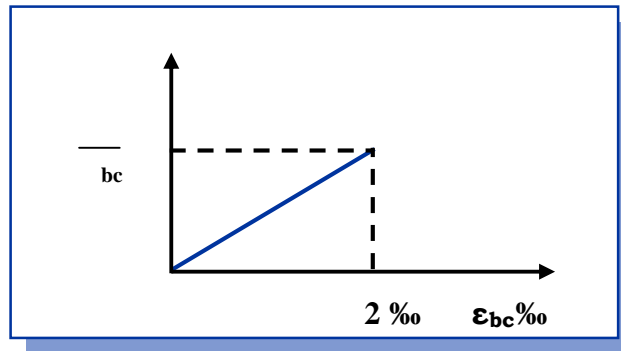


Fig.1.5 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

❖ *Contrainte limite de cisaillement :*

➤ La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifies art A. 5.1.21})$$

V_u = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b₀ = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{f}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ Mpa} \dots \right\} \dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{f}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 4 \text{ MPa} \dots \right\} \quad \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable}$$

Dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} \overline{f}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \overline{f}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$

b) Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élancements faibles.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15 à 0.25 %** de carbone.
- Aciers durs pour **0.25 à 0.40 %** de carbone.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **fe = 500 MPa**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

❖ *Caractéristiques des aciers utilisés :***a) Caractéristiques géométriques :**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

b) Caractéristiques mécaniques :

fe : limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400 fe = 400 MPa \Rightarrow armatures longitudinales.

- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):

FeE 520 fe = 520 MPa \Rightarrow Dalles de compression

❖ **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$.

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**a) **Contrainte limite ultime à l'ELU:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : χ_s : coefficient de sécurité tel que :
$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \chi_s = 1.00 \text{ pour les situations} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\tau_s = f_e / \chi_s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

b) **Contrainte limite de service à l'ELS:**

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures.

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

• **fissuration peut nuisible :**

Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.

• **fissuration préjudiciable :**

$$\tau_s \quad \bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right\}$$

• **fissuration très préjudiciable :**

$$\tau_s \quad \bar{\tau}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{f_{tj}})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6 \text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6 \text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

❖ *Diagramme contraintes - déformations :*

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :

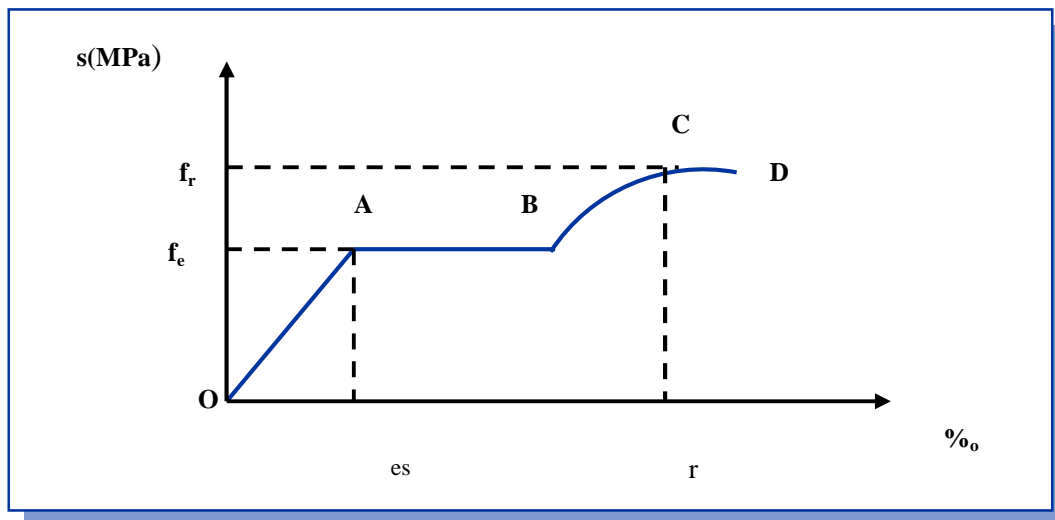


Fig: 1.6. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

v_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

v_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

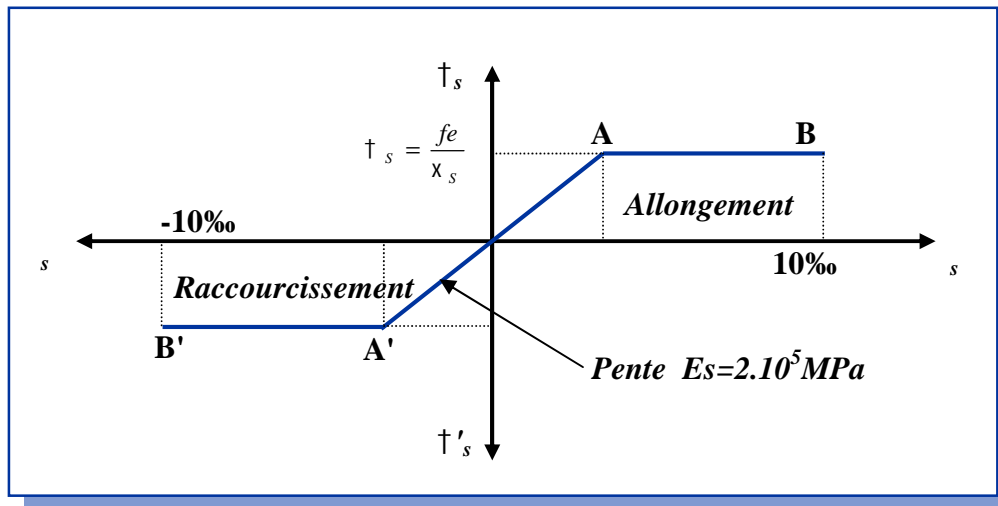


Fig1.7. Diagramme contraintes- déformations de calcul.

1.9. Protection des armatures :(Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

1.10. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'éléments.

Les combinaisons d'action à considérer :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

- **Combinaison du BAEL 91:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **L'RPA99V2003** et du **CBA93**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

2.1. Les planchers :

2.1.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux:

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur. (**Figure 2.1**)

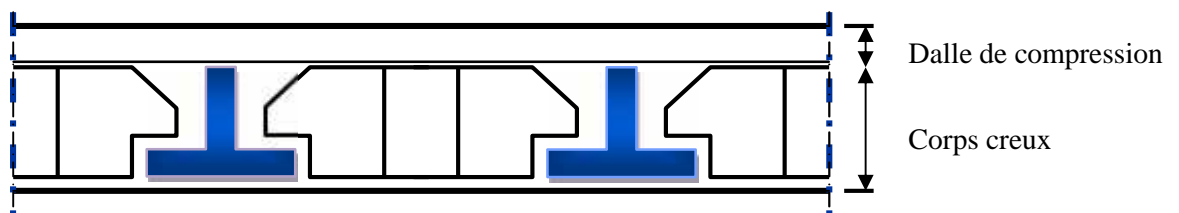


Fig 2.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante **(1)** :

$$h_t \geq L/22.5 \dots \dots \dots (1) \text{ tel que:}$$

h_t: Représente l'épaisseur du plancher.

L: Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas : $l_y \text{ max} = 5.40\text{m}$

$$l_x \text{ max} = 5.40\text{m}$$

Donc : $L = 3.70\text{m}$

$$h_t \geq 540/22.5 = 24.00\text{cm}$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (20+5) cm

Avec : 20 cm corps creux.

5 cm la dalle de compression.

2.2. Les poutres :

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL 91** et les vérifications selon le **RPA 99/V 2003**.

$$\text{Selon BAEL 91 : avec : } \left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} L : \text{Travée de la poutre.} \end{array} \right\}$$

Ñ Poutres secondaires :

$$540 / 15 \leq h \leq 540 / 1036 \Rightarrow 36 \leq h \leq 54 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Ñ Poutres principales :

$$571 / 15 \leq h \leq 571 / 10 \Rightarrow 38.06 \leq h \leq 57.1 \Rightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

✓ Vérifications des conditions de résistance (*l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003*):

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b 20 cm	30	30	C.V
h 30 cm	45	40	C.V
h/b 4	1.5	1.33	C.V

2.3. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article **7.7.1 du RPA99/V2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99/V2003 (article 7.7.1)** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99** spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure (2.8) :

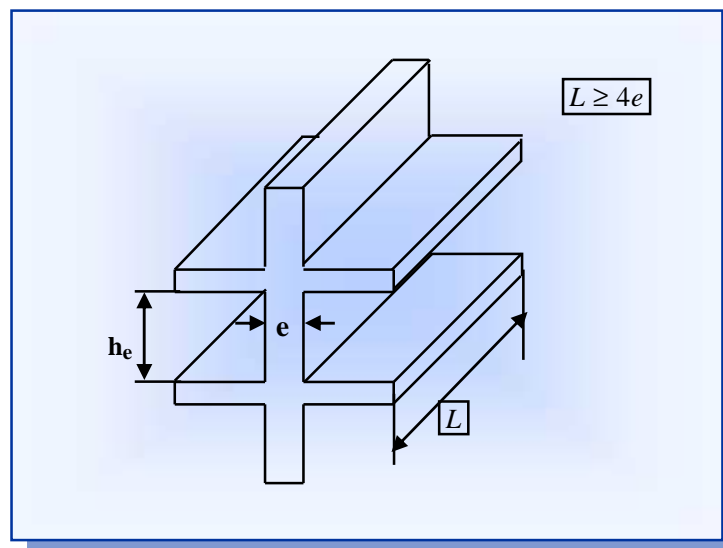


Fig 2.2: «Coupe de voile en élévation»

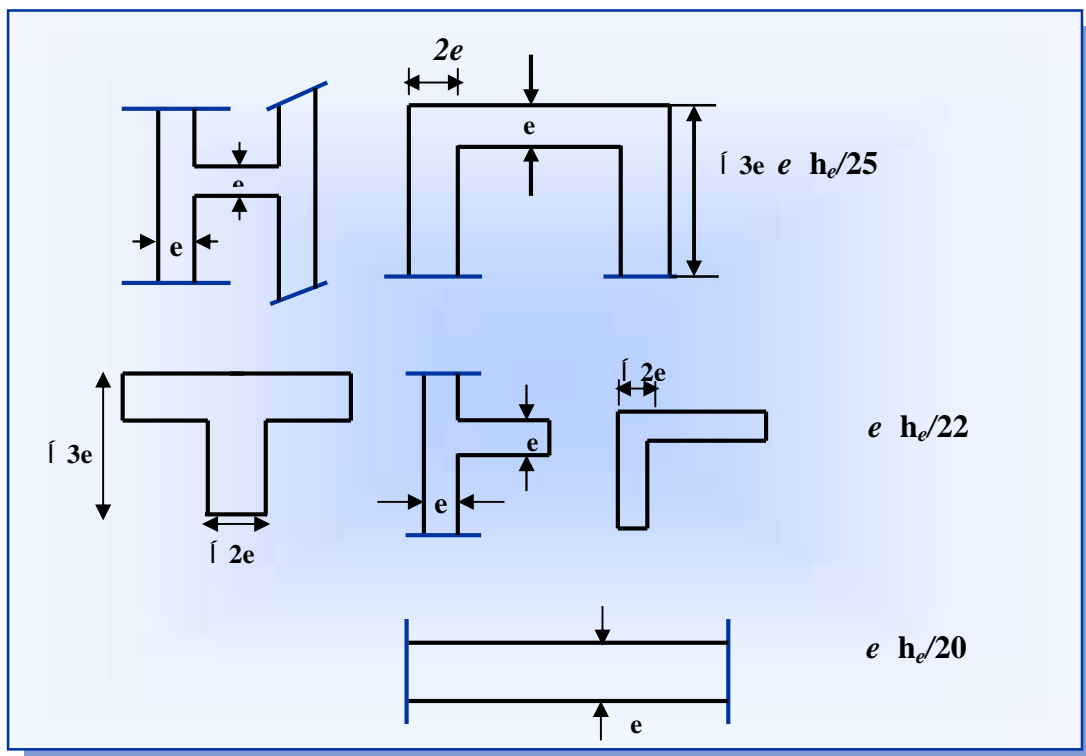


Fig 2.3 : « Coupe de voile en plan »

$e \geq (h_e / 20)$

➤ Pour RDC: ($h_e = 4.08$ m)

$e \geq (20.4)$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20$ cm

➤ Pour l'étage courant : ($h_e = 3.06$ m)

$e \geq (15.3)$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 16$ cm

• **Conclusion :**

$e \geq (20, 16)$ cm

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20$ cm sur toute la hauteur de la structure.

L = 4 e = 80 cm.

2.4. calcul des charges :

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanentes.

Q: Surcharges d'exploitation.

2.4.1 Charges permanentes :

❖ *Plancher terrasse inaccessible :*

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Couche de gravier roulé	17	5	0.85
2) Étanchéité multicouche	6	2	0.12
3) Isolant thermique	22	5	1.10
4) Pare vapeur	10	/	0.1
5) Béton en forme de pente	22	7	1.54
6) Plancher en corps creux	14	25	3.5
7) Enduit en plâtre	10	2	0.20
Total	/	/	7.41

Charges permanentes : **G = 7.41 KN/M²**

Charges d'exploitation **Q = 1.00 KN/M²**

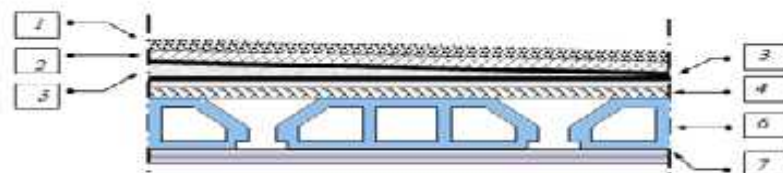


Fig2.4 :« Constituants d'un plancher terrasse »

❖ *Plancher Étage Courant :*

Éléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage gravillons	20	2	0.40
2) Mortier de pose	20	3	0.60
3) Couche de sable	18	3	0.54
4) Plancher en corps creux	14	25	3.5
5) Enduit en plâtre	10	2	0.20
6) Cloison de séparation interne	9	10	0.90
Total			6.14

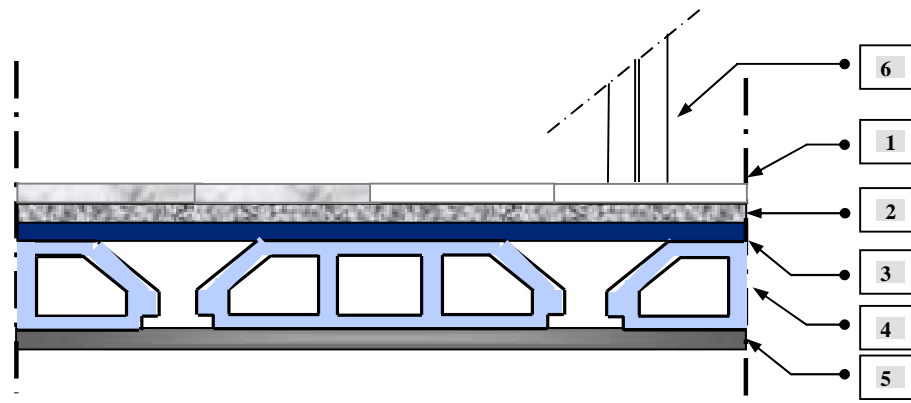


Fig 2.5 : « Constituants d'un plancher courant »

❖ *Maçonnerie :*

a) Murs extérieurs :

Éléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Brique creuse	9	20	1.8
2) Enduit plâtre	10	2	0.20
3) Enduit ciment	18	2	0.36
Total	/	/	2.36

b) Murs intérieurs :

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccque (KN/m ²)
1) Enduit de plâtre	10	2	0.2
2) Brique creuse	9	10	0.9
3) Enduit de plâtre	10	2	0.2
Total	/	/	1.30

2.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : Effort repris par le poteau

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section de poteau est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton à la compression

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

a) **Surface d'influence** : C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité qui est dans notre cas le poteau D8.

Surface nette :

$$S_n = (2,53 \times 1,73) \times (1,80 \times 2,68) = 19,08 \text{ m}^2$$

Surface brute :

$$S_b = 4,78 \times 4,56 = 21,79 \text{ m}^2$$

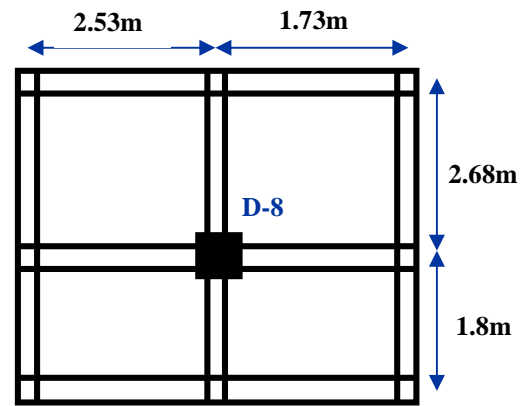


Fig 2.6 : « Surface d'influence du poteau »

✓ **Poids propres des éléments :**

➤ **Poutres :**

✓ Poutre principale :

$$P_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times (2,53 + 2,68) = 17,57 \text{ KN}$$

✓ Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (1,80 + 1,73) = 10,59 \text{ KN}$$

Poids total: $P = P_{pp} + P_{ps} = 17,04 + 10,37 = 28,16 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

➤ RDC : $4,08 \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 9,18 \text{ KN}$

➤ Étage courant : $3,06 \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,88 \text{ KN}$

➤ **Poids des planchers :**

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt} = G \times S = 6,84 \times 19,08 = 130,50 \text{ KN}$$

✓ Plancher d'étage courant :

$$P_{pc} = G \times S = 5,55 \times 19,08 = 105,89 \text{ KN}$$

2.6 Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire (DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation) qui recommande [d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante]. Ce qui est le cas pour notre bâtiment.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 14.78 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{12} = Q_{PC} = 32.68 \text{ KN}$$

$$\text{Sous les étages inférieurs à 5 : } Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

$$\text{La terrasse : } Q_0 = 21.79 \text{ KN}$$

$$12^{\text{ème}} : Q_0 + Q_1 = 54.47 \text{ KN}$$

$$11^{\text{ème}} : Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 83.88 \text{ KN}$$

$$10^{\text{ème}} : Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 110.02 \text{ KN}$$

$$09^{\text{ème}} : Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 132.90 \text{ KN}$$

$$08^{\text{ème}} : Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 152.51 \text{ KN}$$

$$07^{\text{ème}} : Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 168.85 \text{ KN}$$

$$06^{\text{ème}} : Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 185.12 \text{ KN}$$

$$05^{\text{ème}} : Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 201.66 \text{ KN}$$

$$04^{\text{ème}} : Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 217.96 \text{ KN}$$

$$03^{\text{ème}} : Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 234.21 \text{ KN}$$

$$02^{\text{ème}} : Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 251.85 \text{ KN}$$

$$01^{\text{ème}} : Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 264.92 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 280.94 \text{ KN}$$

❖ Dimensionnement des poteaux :

Niveaux	CHARGES PERMANENTES (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	Section des poteaux (cm)	
	Poids plancher (Kn/m ²)	Poids poutre (Kn/m ²)	Poids poteau (Kn/m ²)	G (Kn/m ²)	G _c (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)	Q _c (Kn/m ²)	N=G _c +Q _c	section calculée	Section adoptée
12	130.5	28.16	6.88	165.54	165.54	21.79	21.79	187.33	124.89	40x40
11	105.89	28.16	6.88	140.93	306.47	32.68	54.47	360.94	240.63	40x40
10	105.89	28.16	6.88	140.93	447.40	32.68	87.15	534.55	356.37	40x40
09	105.89	28.16	6.88	140.93	588.33	32.68	119.83	708.16	472.11	40x40
08	105.89	28.16	6.88	140.93	729.26	32.68	152.51	881.77	587.85	45x45
07	105.89	28.16	6.88	140.93	870.26	32.68	185.19	1055.88	703.59	45x45
06	105.89	28.16	6.88	140.93	1011.12	32.68	217.87	1228.99	819.33	45x45
05	105.89	28.16	6.88	140.93	1152.05	32.68	250.55	1402.99	935.17	50x50
04	105.89	28.16	6.88	140.96	1292.98	32.68	283.23	1576.21	1050.81	50x50
03	105.89	28.16	6.88	140.93	1433.91	32.68	315.91	1749.82	1166.55	50x50
02	105.89	28.16	6.88	140.93	1574.84	32.68	348.59	1923.43	1282.29	55x55
01	105.89	28.16	6.88	140.93	1715.77	32.68	381.27	2097.04	1398.03	55x55
RDC	105.89	28.16	6.88	143.23	1859	32.68	413.95	2272.95	1515.30	55x55

Ñ Conclusion :

Niveau	RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème}
Poteau	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \quad 30\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \quad h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \implies \text{Zone III}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
55x55	Min (b, h) 30	Min (55x55) = 55	Condition vérifiée
	Min (b, h) (h _e /20)	(4.08/20) = 20.4	Condition vérifiée
	Min (b, h) (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
50x50	Min (b, h) 30	Min (50x50) = 50	Condition vérifiée
	Min (b, h) (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) 30	Min (45x45) = 45	Condition vérifiée
	Min (b, h) (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) 30	Min (40x40) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée

Ñ Vérification au flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec : i : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{1}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Niveau	La section		50
RDC	(55*55)	17.98	Vérifiée
1 ^{ère} étage, 2 ^{ème}	(55*55)	13.49	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	(50*50)	14.84	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	(45*45)	16.48	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème}	(40*40)	18.55	Vérifiée

• Conclusion :

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

3.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

a) Dimension de l'acrotère:

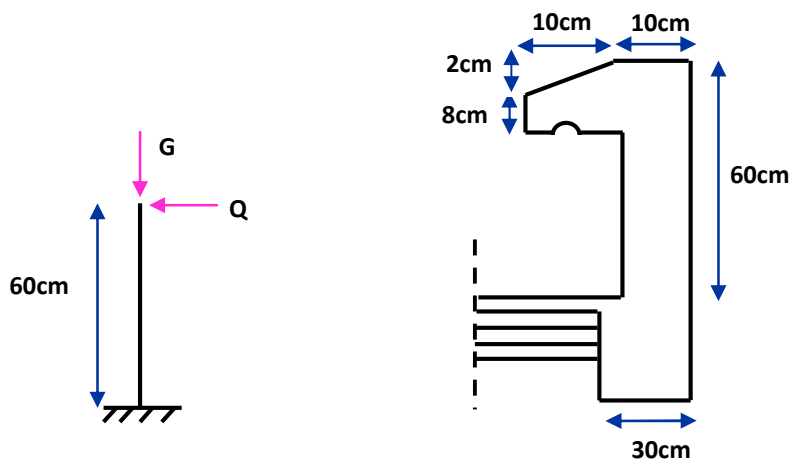


Fig 3.1 : coupe verticale de l'acrotère

b) Schéma statique:

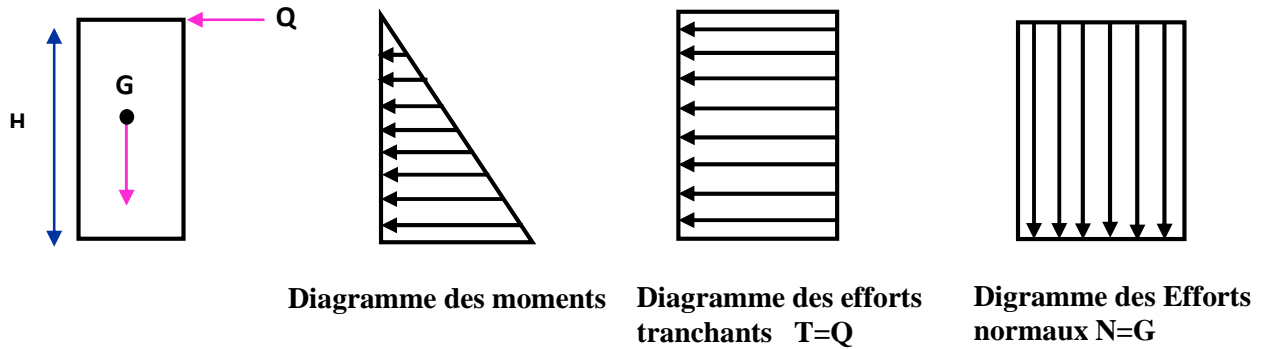
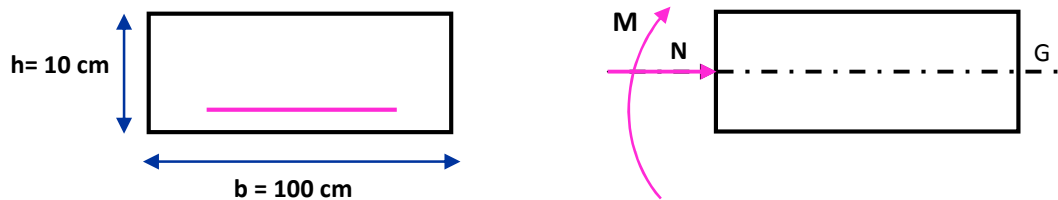


Fig 3.2 : schéma statique de l'acrotère.

c) Détermination des sollicitations:



- Poids propre de l'acrotère : $G = \text{béton} \times S$.

$$\begin{array}{l}
 = 25 \text{ KN/ml} \\
 G = 1.72 \text{ KN/ml} \\
 S = 0,069 \text{ m}^2,
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right.
 \Rightarrow$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$
- La force sismique F_p :

D'après le *RPA99V2003 (Article 6.2.3)* les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.2$ (zone sismique III ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 1.72 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.72 = 1.1 \text{ KN/ml}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max\{1 ; 1.1\} \text{ KN/m} \implies Q = 1.1 \text{ KN/ml}$.

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.66 \text{ KN}$

d) Combinaison de sollicitation :

➤ A L'ELU:

$$N_u = 1.35 \times G = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 0.99 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS :

$$N_s = N_G = 1.72 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.66 \text{ KN.m}$$

	N (KN)	M (KN. m)
État limite ultime	2.32	0.99
État limite service	1.72	0.66

3.1.1. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Épaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

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

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.99 \times 10^2}{2.32} = 42.67 \text{ cm}$$

$$e_u = 43 \text{ cm}$$

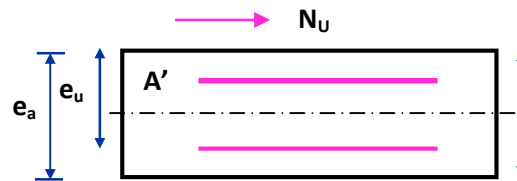
$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée

par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f ,

puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



b) Calcule en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$N_u = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_f = N_u \times e_f$$

$$e_f = e_u + h/2 - c = 43 + 10/2 - 2 = 46 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.32 \times 0.46 = 1.067 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit :**

$$\tilde{u} = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.067 \times 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.011$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 x f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\tilde{u}_{lu} = (3440x + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.371$$

$$\chi = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.067}{0.66} = 1.61$$

$\tilde{u}_{bu} < \tilde{u}_{lu}$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_i}{d \uparrow_s}$$

$$= (1 - 0.4) \text{ tel que : } = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

Donc : $\mu_u = 0.994$

$$\uparrow_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.067 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

c) **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A_f \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{232 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

3.1.2. **Vérification à L'ELU :**

a) **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{38 - 0,445 \times 8}{38 - 0,185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.66}{1.72} = 0.38 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc :

$A_s = 0.31 \text{ cm}^2$ $A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$ \Rightarrow armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s \rightarrow A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\Rightarrow Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Répartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$\Rightarrow S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement: (Art III.2 / BAEL 91):

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{1.65 \times 10^3}{1000.80} = 0,02 \text{ MPa Avec : } V_U = Q \times 1.5 = 1.1 \times 1.5 = 1.65 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ \Rightarrow la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \tau_{s} f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Coefficient de seulement ($\bar{\tau}_{se} = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

U_i = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \dots = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,65 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 1005} = 0,022 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,65 \times 2,1 = 3,46 \text{ MPa} \implies$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.1.3. Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans le béton:

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

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

τ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\tau_{bc} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \left\{ \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \right\} \quad (\text{Moment d'inertie})$$

y : position de l'axe neutre

Ñ Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \implies Y = 1.91 \text{ cm.}$$

Ñ Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \quad I = \frac{1350.46}{10^8} \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } K = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 48.87 \text{ MPa/m}$$

$$\tau_{bc} = 0.0191 \times 48.87 = 0.93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bc} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	τ _{bc} (MPa)	τ _{bc} ⁻ (MPa)	Observation
appui	0.66	2.01	1.35x10 ³	1.91	48.87	0.93	15	C.V

b) Dans l'acier :

On doit vérifier que: $\tau_s < \bar{\tau}_s$

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{y} f_{t28}) \right\}$$

y = 1.6 pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ 226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\bar{\tau}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = nK(d - y) \text{ Tel que } n = 15.$$

$$\tau_s = 44.64 \leq \bar{\tau}_s = 201.6 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'écartement des barres:

Ñ Armatures verticales:

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ñ Armatures de répartition:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification au flambement:

Ñ Calcul de l'élanement :

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

: Élanement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m.}$$

$$= \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

Ñ Vérification à l'élanement :

$$\max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)] = \max [50; \min (261.3; 100)]$$

$$= 41.58 \quad \max (50; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$$

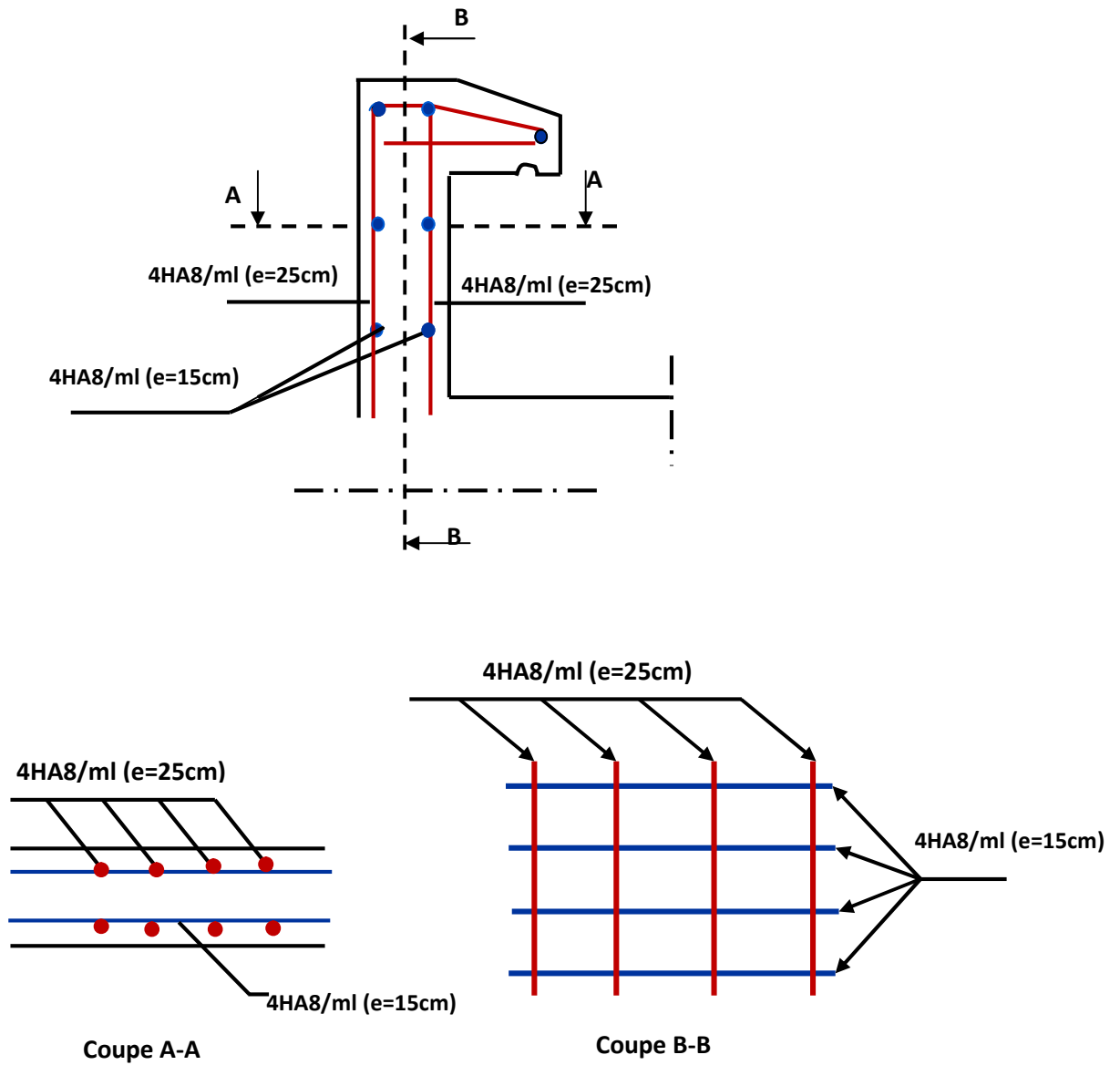
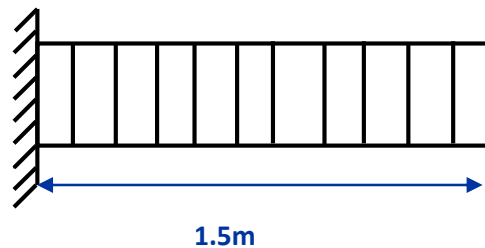


Fig3.3 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

3.2. Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de **1.50m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.



3.2.2. Les charges:

a) Évaluation des charges :

- Épaisseur de la dalle. **e = 15 cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - Charge permanentes : **$G_1 = 530 \text{ KN/m}^2$**
 - Surcharges sur le balcon : **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$**
 - Charge de garde-corps : **$G_2 = 1 \text{ KN/m}$**
 - Surcharges dus à la main courante : **$Q_2 = 1 \text{ KN/m}$**

b) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

- **Combinaison fondamentale :**

- **L'ELU :**

$$\begin{array}{l}
 q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \\
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} q_u = 1.35 (5.30) + 1.5 (3.5)
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad q_u = 12.40 \text{ KN/m}$$

$$\begin{array}{l}
 g_u = 1.35 G_2 \\
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} g_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN}
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad g_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ L'ELS:

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5.30 + 3.5 \end{cases} \Rightarrow q_s = 8.8 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} g_s = G_s g_s = 1 \text{ KN} \\ Q_s = Q_2 \end{cases} \Rightarrow Q_s = 1 \text{ KN}$$

Schéma statique de calcul :

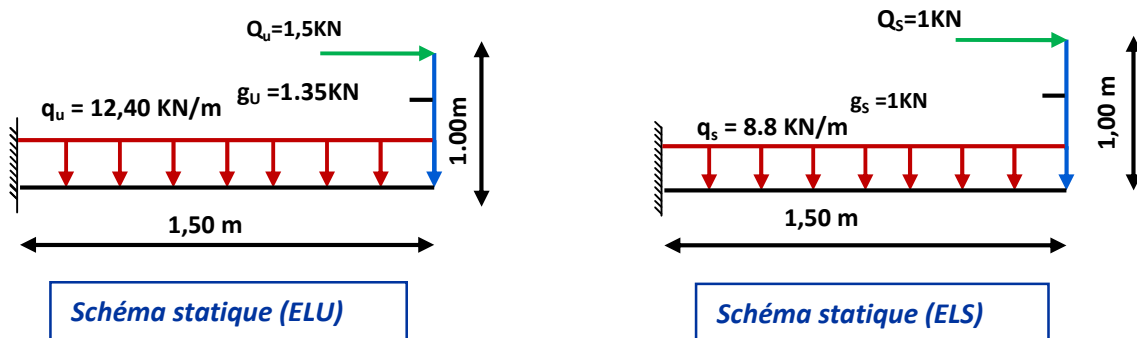


Fig 3.4 : schéma statique de calcul a l'ELU et l'ELS

• **Les moments et Les efforts tranchants :**

➤ **L'ELU:**

❖ **Tronçon : 0 x 1.5 m :**

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - g_u(x) - Q_u(x)$$

$$M_u(x) = -6.2 x^2 - 1.35 x - 1.5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_u(0m) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(1.5m) = -17.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + g_u \\ 12.40x + 1.35 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_u(0m) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.5m) = 19.95 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'ELS:**

❖ **Tronçon : 0 x 1.5 m :**

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - g_s(x) - Q_s(x)$$

$$M_s(x) = -4.4 x^2 - x - 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_s(0m) = -1 \text{ KN.m} \\ M_s(1.5m) = -12.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_s(x) = q_s x + g_s$$

$$T_s(x) = 8.8 x + 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_s(0m) = 1 \text{ KN} \\ T_s(1.5m) = 14.2 \text{ KN} \end{cases}$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.5	X=0	X=1.5
T(x) KN	1.35	19.95	1	14.2
M(X) KN.m	1.5	17.47	1	12.4

• Diagramme des moments et des efforts tranchant :

➤ L'ELU :

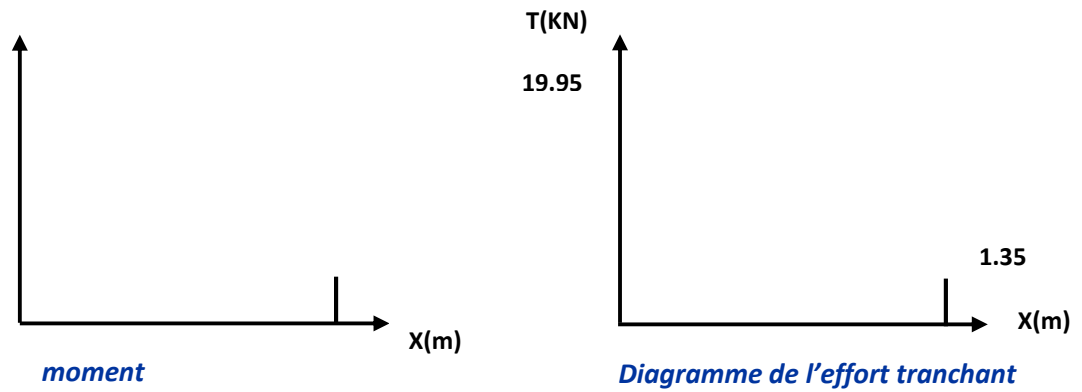


Fig 3.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU

➤ L'ELS :

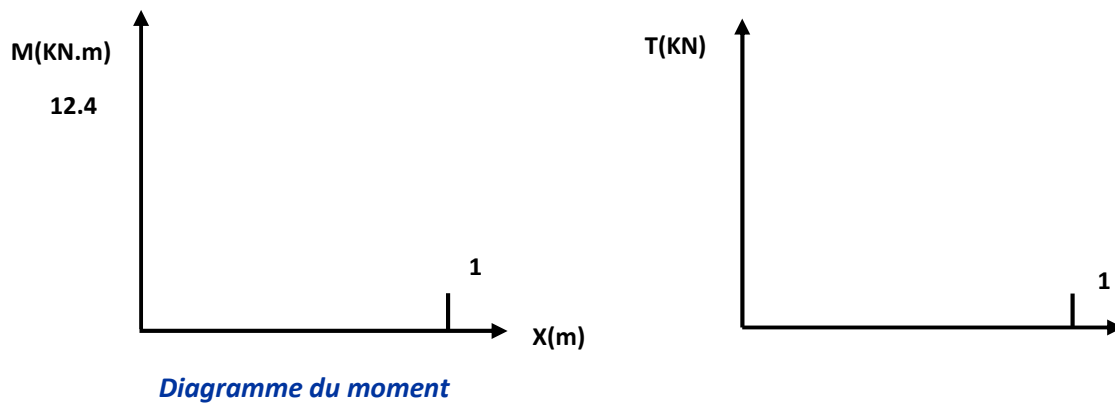


Fig 3.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS

3.2.2. Calcul du ferrailage :

a) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13 \text{ cm}$

$M_u = 17.47 \text{ KNm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{17.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.20} = 0.072$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.47}{12.4} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \chi + 49 f_{c28} - 3050$$

$\mu_{lu} = 0.299$

D'OU: $\mu_{bu} = 0.072 < \mu_{lu} = 0.299 \implies A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = 0.072 < 0.275 \implies$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.13 (1 - 0.6 \times 0.072) = 0.1243 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{17.47 \times 10}{0.1243 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

Soit :

5HA12 = 5.65 cm²

Au = 5.65 cm²

$S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

5HA10 = 3.93 cm²

Soit :

avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

c) Vérifications :

• **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_l > A_{\min} \\ A_r > A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 & A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ C.V.} \implies \\ A_r = 3,93 \text{ cm}^2 & A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ C.V.} \implies \end{cases}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature :**

1) **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ C.V.} \implies$$

2) **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ C.V.} \implies$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$T_u^{\max} = 19,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x \cdot d} < \bar{\tau} \text{ Avec : } \bar{\tau} = \min(0,13 f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[0,13(25); 5 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.1534 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \text{ C.V.} \Rightarrow$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91) :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \sigma_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \quad \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 5(0.012)f} = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ C.V.} \Rightarrow$$

• **Vérification à L'ELS :**

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\tau_{bc} < \bar{\tau} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\tau_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + yA(d - y)^2 + yA'(y - d')^2 y = 1 \Rightarrow A' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	τ_{bc} (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	Observation
12.4	5.65	8.995.10 ³	3.92	137.85	5.41	15	C.V

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{y^* f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67 MPa ; 202 MPa \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 MPa$$

$$\sigma_s = y \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 137.85 \cdot (0.13 - 0.0392) = 187.75 MPa$$

$$\sigma_s = 187.75 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa \text{ C.V.} \Rightarrow$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \frac{1}{16} \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \Rightarrow 0.062 \quad \text{C.V.} \Rightarrow$$

$$\frac{h}{l} \frac{M_t}{10 M_0} \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \Rightarrow 0.1 \quad \text{C.V.} \Rightarrow$$

$$\frac{A}{b_0 d} \frac{4.2}{I_e} \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \quad \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V.} \Rightarrow$$

Ñ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

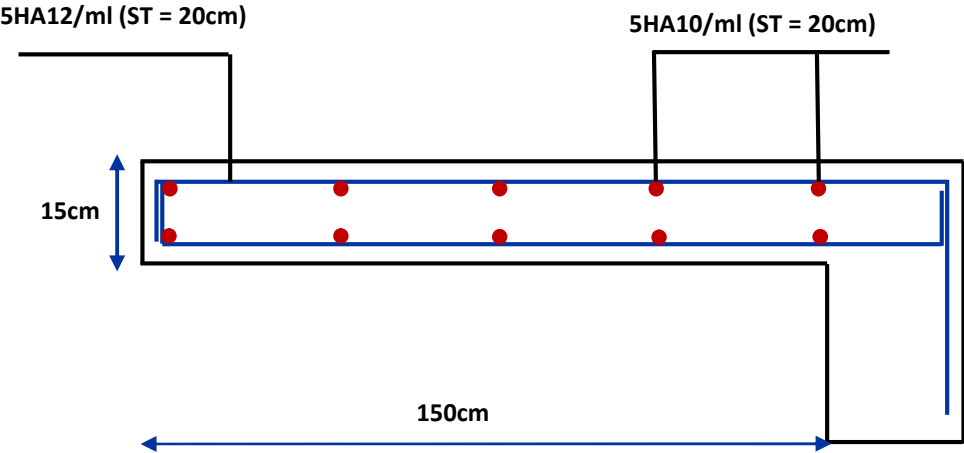


Fig 3.7: Schéma de ferrailage de balcon

3.3. Étude de la salle des machines :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.30 \times 1.30) \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **5,7 tonnes**.

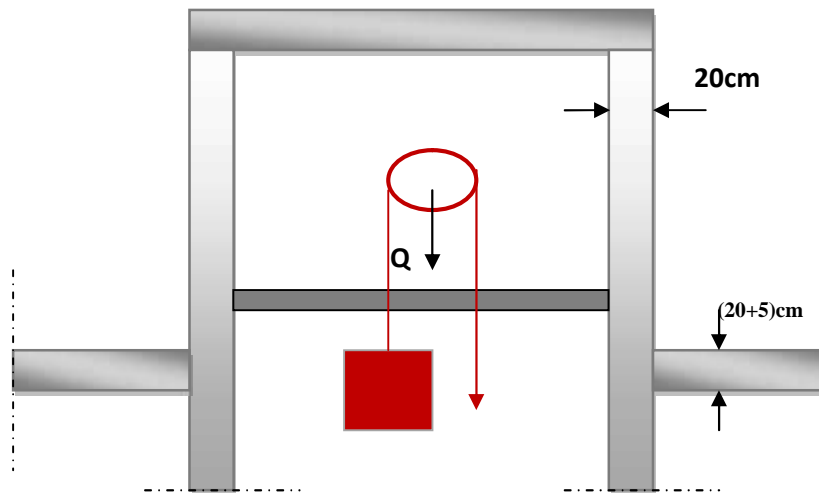


Fig3.8 : Schéma d'ascenseur.

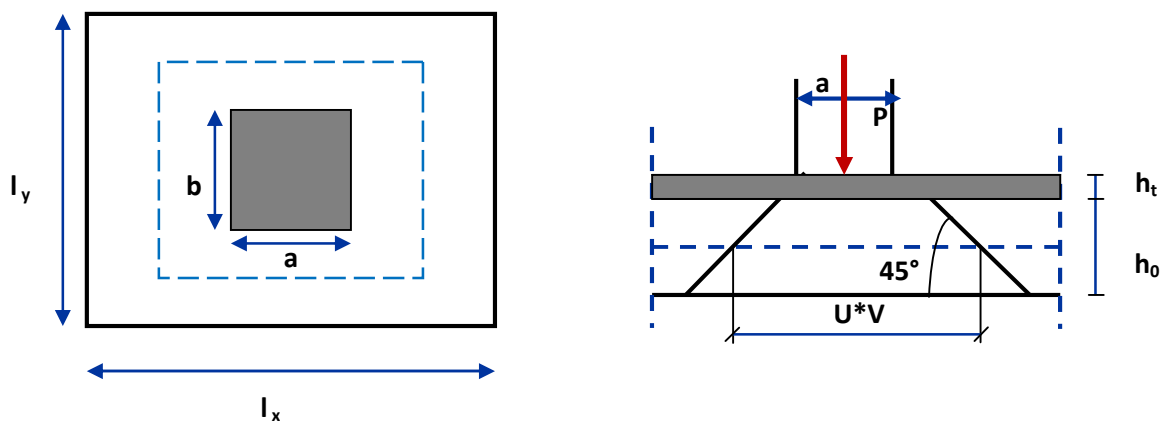


Fig3.9 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

3.3.1 Dimensionnement de la dalle :

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.30} = 1 \quad 0.4 \quad \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ Pour un panneau isolé :

$$h_t > \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 : \text{Épaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Épaisseur du revêtement } (e = 5 \text{ cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b = 80 \text{ cm} \\ : \text{coefficient de poisson} \end{array} \right\}$$

$$\text{On aura: } \left\{ \begin{array}{l} U = a + 2k \cdot e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = b + 2k \cdot e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{array} \right. \implies U = V = 105 \text{ cm}$$

3.3.2 Calcul des sollicitations :

Ñ À L'ELU : (=0)

- système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}$.
 $Q = 1 \text{ KN}$.

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m}.$$

Ñ À L'ELS : (=0.2)

- Système de levage : $q_{ser} = 57 \text{ KN}$.
- Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN}$.

3.3.3 Principe de calcul :

❖ *Calcul des moments dus au système de levage :*

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\mu_x, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

❖ *Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :*

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \end{cases}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\left. \begin{array}{l} = 0,2 \quad \text{à L'ELS} \\ \text{Avec: coefficient de poisson} \\ = 0 \quad \text{à L'ELU} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow \\ \\ \Rightarrow \end{array}$$

- À L'ELU : ($\nu = 0$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{130} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{130} = 0,8 \text{ D'où } \Rightarrow M_1 = 0,094 ; M_2 = 0,016 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{L_y} = \frac{105}{130} = 0,8 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q (M_1 + M_2) \\ \text{Avec: } \nu = 0 \\ M_{y1} = q (M_2 + M_1) \end{array} \right. \Rightarrow$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,094 = 7,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,016 = 1,23 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ \text{Avec: } \nu = 0 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\text{Pour: } \Gamma = 1,00 \implies \begin{cases} \tilde{x} = 0,037 \\ \tilde{y} = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,037 \times 8,05 \times (1,30)^2 = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,23 + 0,5 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,23 + 0,5 = 1,73 \text{ KN.m}$$

Ñ Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \implies M_{y \text{ tra}} = 0,30M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	2.31
		En travée	6.57
	Y-Y	sur appuis	0.51
		En travée	1.47

$$\frac{U}{L_y} = \frac{105}{130} = 0,8$$

➤ À L'ELS : ($\mu = 0.2$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{130} = 1 \\ \frac{L_y}{L_x} = \frac{105}{130} = 0.8 \end{array} \right. \text{D'où : } M_1 = 0.094 ; M_2 = 0.016 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + \mu M_2) = 57 \times (0.094 + 0.2 \times 0.016) = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (\mu M_1 + M_2) = 57 \times (0.2 \times 0.094 + 0.016) = 1.98 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ \text{Avec: } \mu = 0.2 \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Pour: } r = 1,00 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0.042 \times 5.85 \times (1.30)^2 = 0.415 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0.415 = 0.415 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.54 + 0.415 = 5.955 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.98 + 0.415 = 2.395 \text{ KN.m}$$

Ñ Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x \quad \Longrightarrow \quad M_{y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \quad \Longrightarrow \quad M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Ñ *Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :*

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1.79
		En travée	5.06
	Y-Y	sur appuis	0.72
		En travée	2.05

❖ Diagrammes des moments :

➤ À L'ELU :

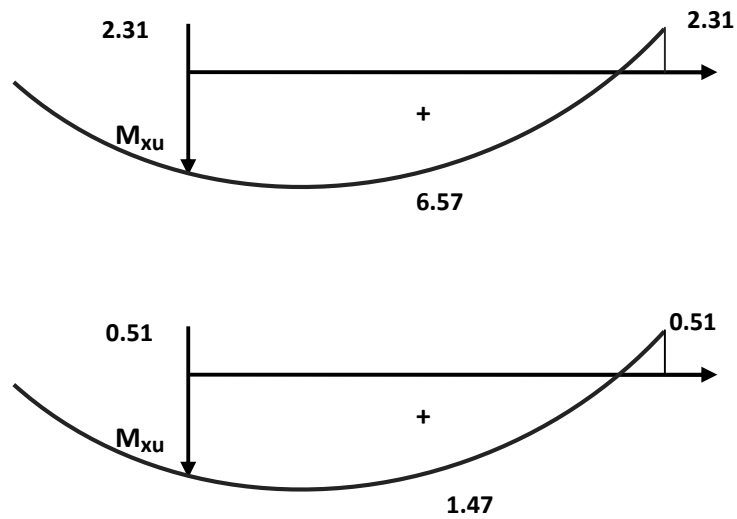


Fig3.10 : Diagrammes des moments à L'ELU

➤ À L'ELS :

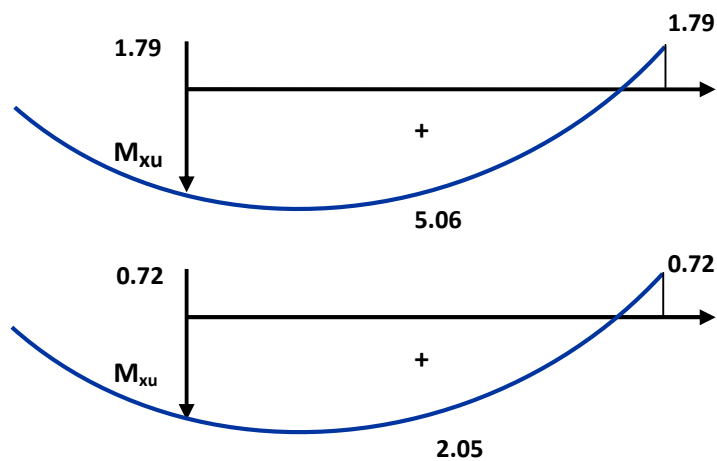


Fig3.11 : Diagrammes des moments à L'ELS.

3.6.4. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $X_b = 1.5$; $X_s = 1.15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$. $A' = 0$

❖ **Ferraillage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).**

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 2.31\text{kN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 6.57\text{kN.m}$

Ñ **Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :**

	Sens X-X						
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_S (calculer) (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	2.31	0	0.51	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	6.57	0	1.47	1.2	2.01	4HA8	25

❖ Ferrailage dans le sens y-y :

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 0.51 \text{ KN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 1.47 \text{ KN.m}$

Ñ Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

	Sens Y-Y						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	choix	S_t (cm)
Sur appuis	0.51	0	0.11	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	1.47	0	0.32	1.2	2.01	4HA8	25

3.6.5. Vérifications :

❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{\min} = u_0 b \cdot h \frac{3-r}{2} \rightarrow \text{Avec} \dots \dots \dots = 0,8\%_{00}$$

$$\text{Avec : } u_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE400 \text{ et } r = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

❖ *Vérification des diamètres maximaux des barres:*

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$w_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \quad \text{C.V}$$

❖ *Écartement des barres :*

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

❖ *Vérification au poinçonnement: (BAEL91/Art : A.5.2.42)*

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,50\text{KN} \implies \text{C.V}$$

❖ *Vérification de la contrainte tangentielle :*

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a+b} = \frac{76,95}{2 \times 1,30 + 1,30} = 19,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,151 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,151 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ *Vérification de compression dans le béton ELS :* (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\tau_{bc} = k.y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

▮ Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

➤ Sens X-X :

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	\dagger_{bc} (MPa)	$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	1.79	2.01	3844. 811	2.51	46.556	1.17	15	C.V
travée	5.06	2.01	3844. 811	2.51	131.60 6	3.31	15	C.V

➤ Sens YY :

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	\dagger_{bc} (MPa)	$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	0.72	2.01	3844.8 11	2.51	18.72	0.47	15	C.V
travée	2.05	2.01	3844.8 11	2.51	53.31	1.34	15	C.V

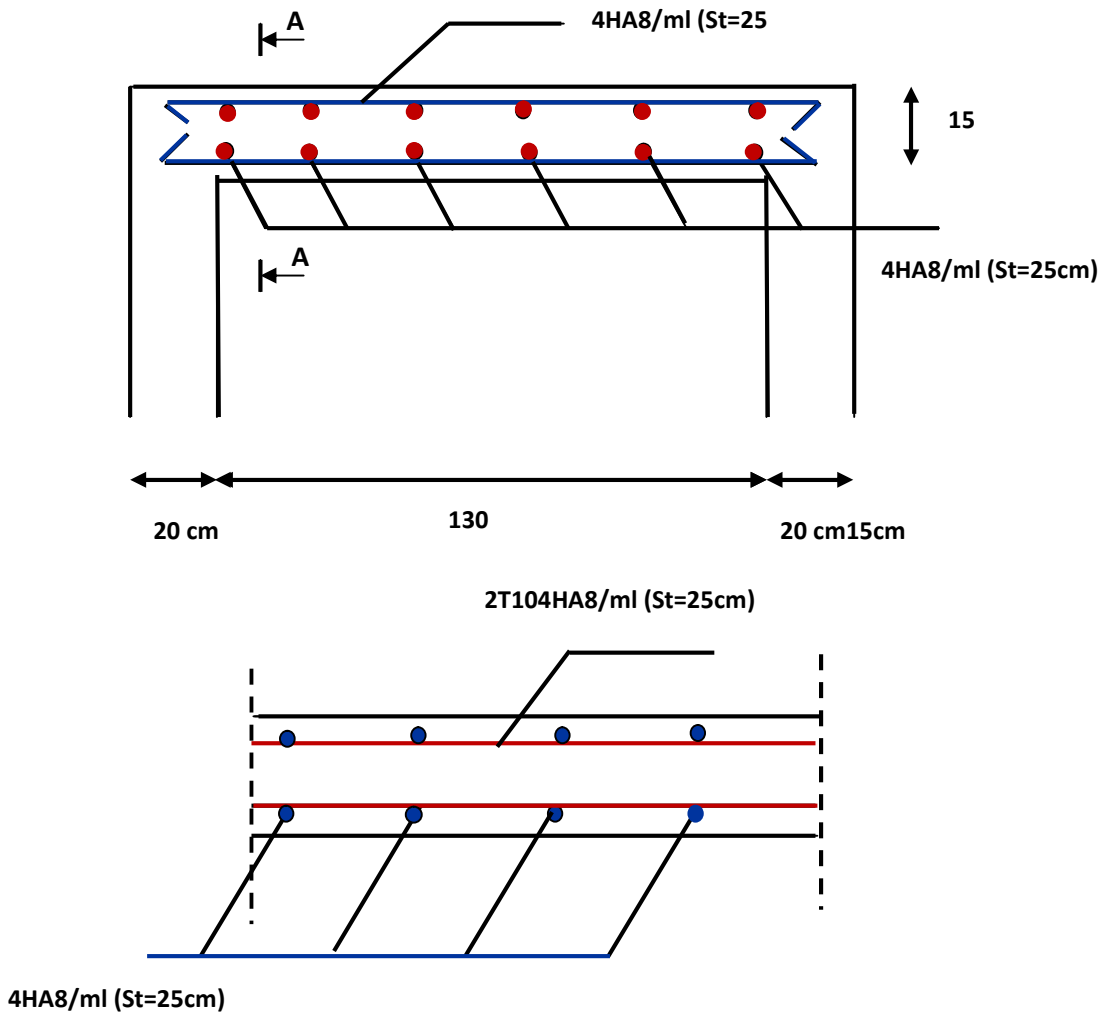


Fig3.12 : Ferrailage de la dalle du local Diagramme du

3.4 Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (20+5) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ($Q = 1,5 \text{ KN/ml}$) dont la poutrelle est continu sur 6 travées.

3.4.1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 5 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ($F_e = 520 \text{ Mpa}$) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3].

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace (b_1) de la table de compression car elle définit la dimension (b) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur (b_1) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$- b_1 \leq \frac{L}{2} \dots\dots\dots (1)$$

$$- b_1 \leq \frac{L_1}{10} \dots\dots\dots (2)$$

$$- b_1 \leq \frac{2 \cdot x}{3} \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : portée libre de la poutrelle ($L_1 = 540 \text{ cm}$).

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

$$(1) \Rightarrow b_1 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 = 540 / 10 = 54,00 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 = 2 / 3 \times (540 / 2) = 180 \text{ cm}$$

On prend : $b_1 = 26,5$ cm

$$D' où : b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

3.4.2 : Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A_{\perp} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Soit : } 5 \text{ } \varnothing 4 / \text{ml}$$

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte la même section que précédemment

$$\text{Soit : } 5 \text{ } \varnothing 4 / \text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé 4 (TLE 520) de dimension (200x200) mm².

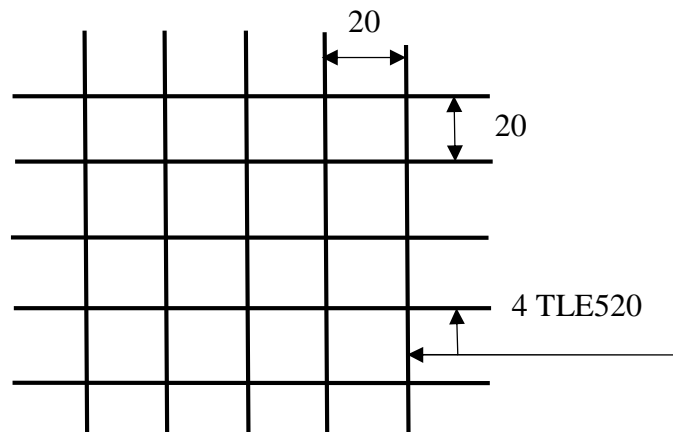


Fig3.12 Treillis a soudé 20x20

3.4.3 : Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d’œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml

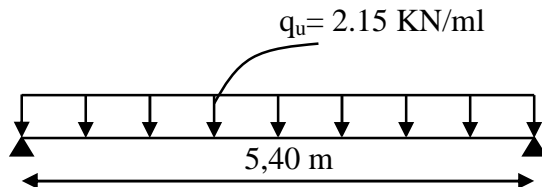
Poids des corps creux $G' = 1.15 \times 0,65 = 0.75$ KN/ml

Poids de la main d’œuvre..... $Q = 1$ KN/ml

– **Ferraillage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,75) + 1,5 \times (1 \times 0,65) = 2,15 \text{ KN/ml}$$



$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,15 \times (5,4)^2 / 8 = 7,83 \text{ KN/ml}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = q_u \times L / 2 = 2,15 \times (5,4) / 2 = 5,80 \text{ KN/ml}$$

– **calcul des armatures :**

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

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

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 11,48$$

$$\mu_b = 11,48 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée (SDA)}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue en Té sur plusieurs appuis.

Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle:

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques données par la figure suivante :

❖ Poids du plancher :

➤ Plancher étage courant :

- Charges permanentes : $G = 6,14 \times 0,65 = 3,991 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

- Charges permanentes : $G = 5,78 \times 0,65 = 3,757 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charges :

➤ Plancher étage courant :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,991 + 1,5 \times 0,975 = 6,85 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,991 + 0,975 = 4,966 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,757 + 1,5 \times 0,65 = 6,433 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,757 + 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml}$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher de l'étage courant est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de plancher étage courant pour le calcul du ferrailage.

3.4.4 : Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

– **Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0,975 \text{ KN} < \max (2G, 5 \text{kn}) = 7,59 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

La condition est vérifiée.

3) la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

La condition est vérifiée.

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

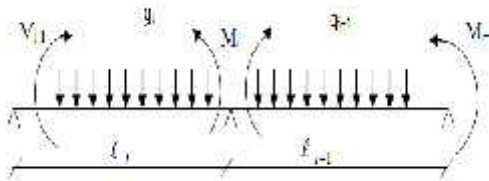
$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3.5 / 5.4 = 0.64 \\ L_i / L_{i+1} = 5.4 / 3.5 = 1.54 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

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

❖ **Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrements aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



1) **Moments aux appuis :**

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

2) **Moments en travée :**

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

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

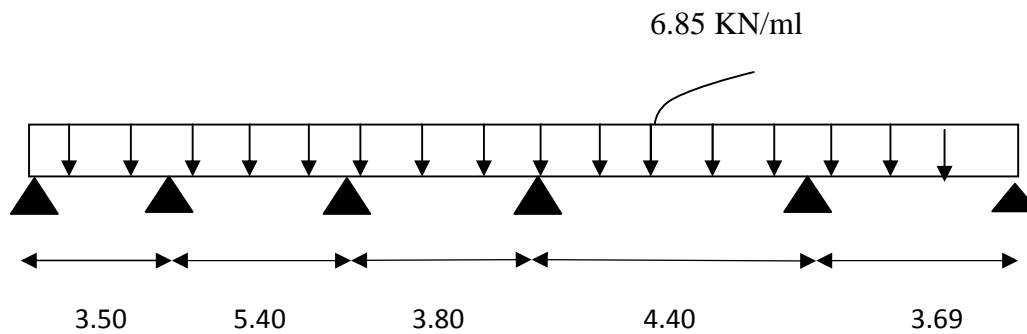
$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

❖ **Remarque :**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

Calcul de Poutrelle 1 :



a) Moments sur appuis :

Pour $i=1$ $7M_1+3.5M_2 = -73.42$

Pour $i=2$ $3.5M_1+17.8M_2 + 5.4 M_3 = -343.07$

Pour $i=3$ $5.4M_2 +18.4 M_3 +3.8 M_4 = -363.61$

Pour $i=4$ $3.8M_3 +16.4 M_4 +4.4 M_5 = - 239.83$

Pour $i=5$ $4.4 M_4 +16.18 M_5 +3,69 M_6 = -231.91$

Pour $i=6$ $3.69 M_5 +7,38 M_6 = -86.04$

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

$M_1 = -3.26 \text{ KN.M}$; $M_2 = -14.46 \text{ KN.M}$

$M_3 = -13.72 \text{ KN.M}$; $M_4 = -8.66 \text{ KN.M}$

$M_5 = -10.49 \text{ KN.M}$; $M_6 = -6.41 \text{ KN.M}$

b) Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (kn.m)
1-2	3.50	1.28	2.37
2-3	5.40	2.72	10.88
3-4	3.80	2.09	1.30
4-5	4.40	2.13	7.00
5-6	3.69	2.01	3.31

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$V_x = \theta x + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

θx = effort tranchant isostatique

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.M)	2.17	9.46	9.14	5.77	6.99
M_c (KN.M)	9.46	9.14	5.77	6.99	4.27
T_w (KN)	9.90	18.55	13.90	14.80	13.36
T_c (KN)	-14.07	-18.44	-12.13	-15.34	-11.91

 **Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, on diminue les moments aux appuis de 1/3 et par conséquent on majore les moments en travées toujours de 1/3 ; ainsi on aura :

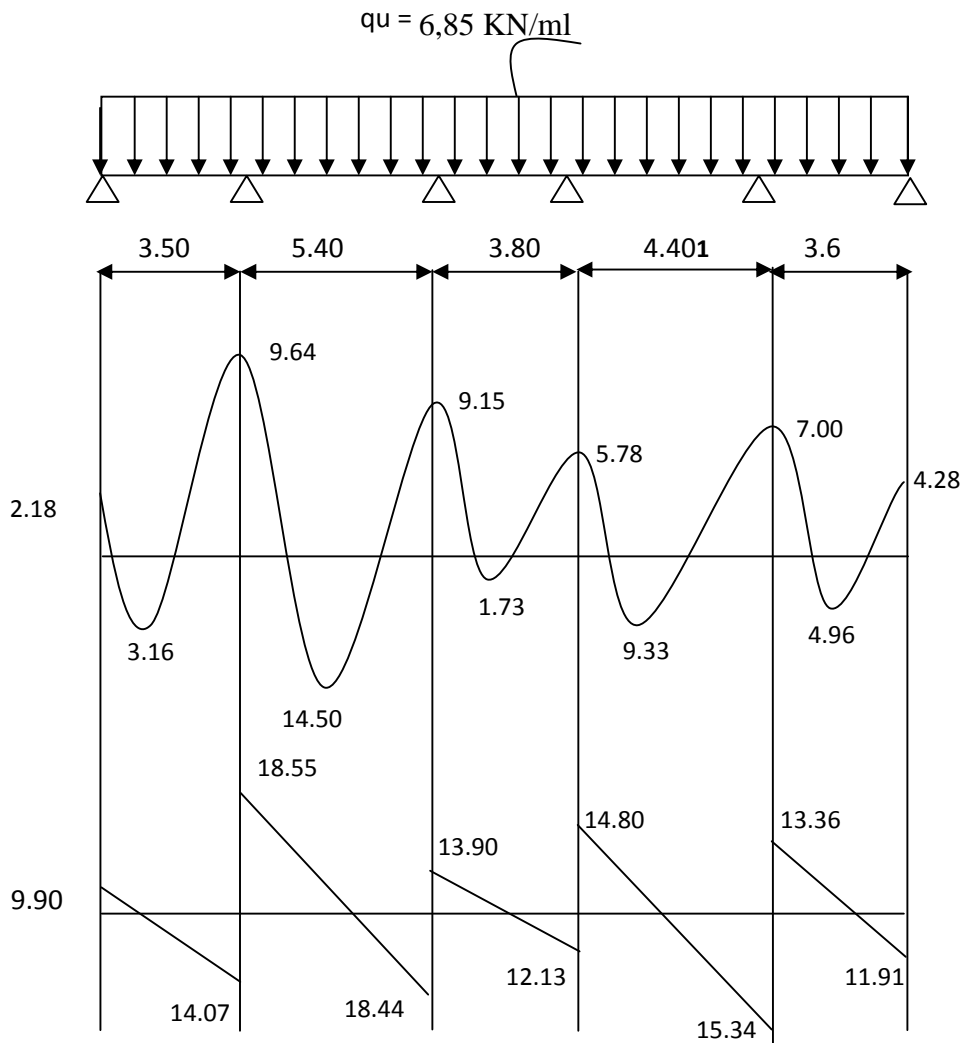


Figure 3.13 : diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Calcul des armatures :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont représentées par la figure ci-après.

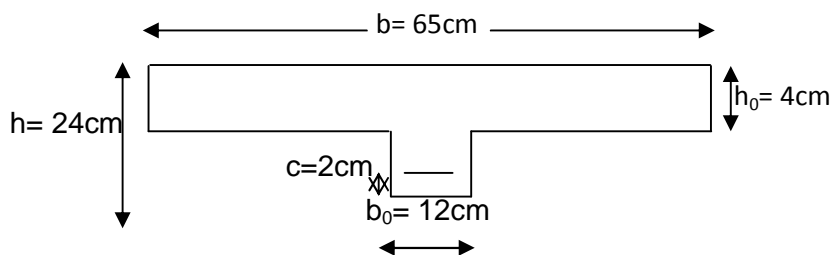


Figure 3.14 : caractéristiques géométriques de la poutrelle

A/ Armatures longitudinales :

- **En travée**

$$M_{t_{\max}} = 14.50 \text{ KN.m}$$

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad , \text{ avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.50 < M_0 = 73.84$$

Donc :

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur (b=65cm) et de hauteur (h=25cm).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.50 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.029 \implies \mu_1 = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.50 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 348} = 1.84 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit } A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

- **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 9.64 \text{ [KN.m]}$$

La table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12\text{cm}$ et de hauteur $h = 25\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.64 \times 10^3}{12 \times 23^2 \times 14.2} = 0.106 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.106 \implies \mu_1 = 0.944.$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd \sigma_{st}} = \frac{9.64 \times 10^3}{0.944 \times 23 \times 348} = 1.27 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{adp}=1HA12= 1,54 \text{ [cm}^2\text{]}$.

· **Armatures transversales :** [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifie 99]

$$\phi_t \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \min \left\{ \frac{25}{35} ; 1,0 ; \frac{12}{10} \right\} = 0.71 \text{ cm on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $2\phi 8 \implies A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \min \{20.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \quad 0,4 \text{ MPa} \implies \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \quad 0,4 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$A = 2.07 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \implies$ Condition vérifiée.

• **aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant) : (Art 51.211 / BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,13 f_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3,25; 5) = 3,25 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$T_u^{\max} = 18,55 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{18,55 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,67 \text{ [MPa]} ; \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91/99] :**

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$T_u^{\max} \frac{0,4 f_{t28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,23 \times 0,12 = 165,60 \text{ [KN]}$$

On a $T_u^{\max} = 18,55 \text{ [KN]} < 165,60 \text{ [KN]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \frac{\gamma}{f_e} \left(T_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9 d} \right)$

$$A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_e} \left(T_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{40} \left(18,55 - \frac{9,46}{0,9 \times 0,23} \right) = -0,78 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_a = 2,07 \text{ [cm}^2\text{]} > -0,78 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

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

= 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum U_i = n \cdot u = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,21 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 37,68} = 1,69 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,69 \text{ [MPa]} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99):**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\phi_{fe}}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$$

On prend $L_s = 42,33 \text{ [cm]}$

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage :

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ [cm]}$$

▪ **Calcul à l'état limite de service ELS :**

a/Combinaison de charges à considérer :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3,991 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,975 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

D'où :

$$q_s = (1 \times 3,991) + (1 \times 0,975) = 4,966 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL (A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$ nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.966}{6.85} = 0.725$$

- Moments aux appuis :

$$M_1 = -1.57 \text{ KN.M} \quad ; \quad M_2 = -6.98 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = -6.62 \text{ KN.M} \quad ; \quad M_4 = -4.18 \text{ KN.M}$$

$$M_5 = -5.06 \text{ KN.M} \quad ; \quad M_6 = -3.09 \text{ KN.M}$$

Travée	Longueur (m)	Valeur de M (kn.m)
1-2	3.50	2.29
2-3	5.40	10.51
3-4	3.80	3.77
4-5	4.40	6.76
5-6	3.69	3.19

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.M)	1.57	6.98	6.62	4.18	5.06
M_e (KN.M)	6.98	6.62	4.18	5.06	3.09
T_w (KN)	7.17	13.44	10.07	10.73	9.68
T_e (KN)	-10.20	-13.36	-8.79	-11.12	-8.63

❖ Vérifications à l'ELS :

- **État limite de d'ouvertures de fissures** : La fissuration étant peu nuisible.

Aucune vérification n'est nécessaire.

- **État limite de résistance du béton à la compression** : (Art A 4.5, 2/BAEL 91/99) :

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} < 0,6 f_{t28} = 15 \text{ [MPa]}$

$$k_1 = \frac{1}{K_1} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

• Aux appuis :

$$= \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 23} = 0.409 \Rightarrow \alpha_1 = 0.901 \Rightarrow K_1 = 35.50$$

$$M_a = 6.98 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.98 \times 10^3}{0.901 \times 23 \times 1.13} = 298.07 \text{ [MPa]}$$

$$k_1 = \frac{1}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{298.07}{35.50} = 8.39 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$= \frac{100 \times 2.07}{12 \times 23} = 0.750 \Rightarrow \alpha_1 = 0.875 \quad \alpha_2 = 25.00$$

$$M = 10.51 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{10.51 \times 10^3}{0.875 \times 23 \times 2.07} = 252.28 \text{ [MPa]}$$

$$k_1 = \frac{252.28}{25.00} = 10.09 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **État limite de déformation :** (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99) :

Précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

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

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{540} = 0.046 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{condition non vérifié} \\ \frac{25}{540} = 0,046 \quad \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{10.51}{18.10} = 0.058 \dots \text{condition non vérifier} \\ \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.07}{12 \times 23} = 0.0075 \quad \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5400}{500} = 10.8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

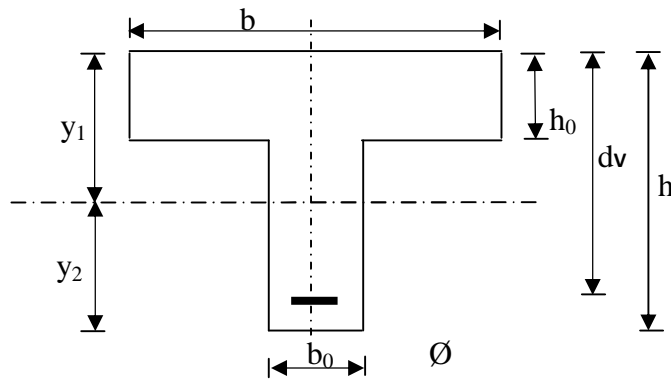
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \gamma_v}$$

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



$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = 12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,07 \times 23 = 1526.65 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) 5 + 15 \times 2,07 = 596.05 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{1526.65}{596.05} = 2.56 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 25 - 2.56 = 22.44 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12 \times (2.56^3 + 22.44^3)}{3} + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + \left(2.56 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.07 \times (22.44 - 2)^2$$

$$\text{On aura : } I_0 = 5880655 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\dots = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,07}{12 \times 23} = 0,0075$$

$$\} _V = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \dots} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0075} = 2,19$$

$$\sim = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t18}}{\langle 4 \times \dots \times \dagger_s \rangle + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{\langle 4 \times 0,0075 \times 222,21 \rangle + 2,1} ; 0 \right\} = 0,580$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \langle \} _V \times \sim \rangle} = \frac{1,1 \times 58806,55}{1 + \langle 2,19 \times 0,580 \rangle} = 28494,05 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fV}}$$

$$f = \frac{10,51 \times 10^6 \times 5400^2}{10 \times 10818,87 \times 28494,05 \times 10^4} = 9,94 \text{ mm} < \bar{f} = 10,80 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

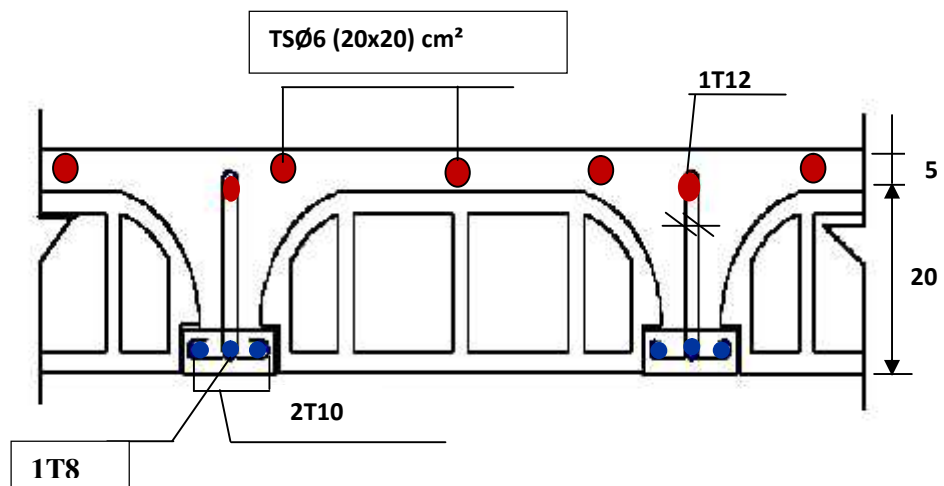


Figure 3.15 : ferrailage du plancher en corps creux

3.5 Plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher, intermédiaire de la cage d'escalier, reposant sur ses quatre appuis, est constituée d'un seul type de dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm, soumise à son poids propre et la surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD permettant d'évaluer les moments dans les deux sens, fournissant des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, et ce, suivant la petite portée ($L_x = 3.34$ m) et la grande portée ($L_y = 4$ m).

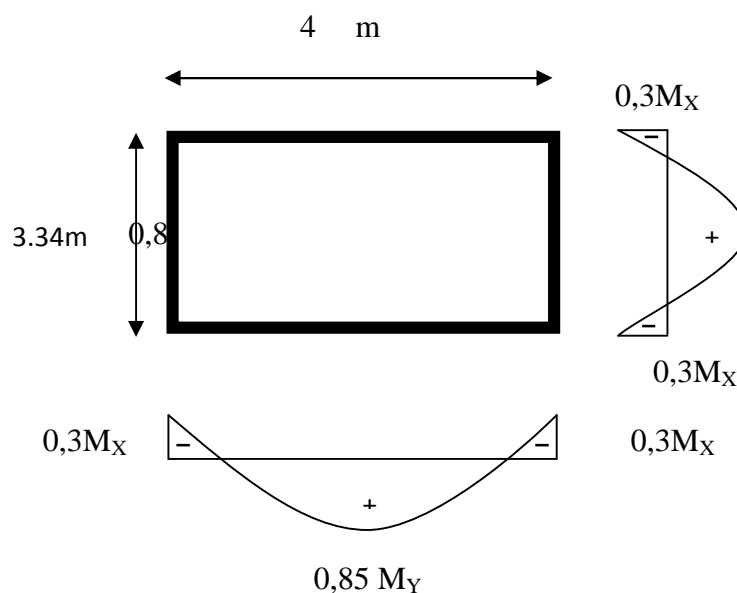


Fig 3.16 : Distribution des moments sur le panneau.

3.5.1 Calcul à l'ELU :

A) Calcul des efforts :

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

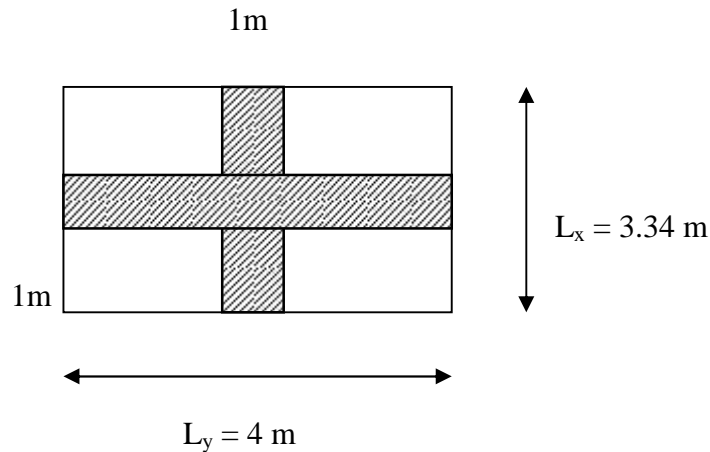


Fig 3.17 : panneau de dalle à calculé

On définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : $l_x < l_y$

$$\dots = \frac{3.34}{4} = 0.84 \Rightarrow 0,4 < \dots < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \alpha_x q l_x^2$$

$$M_y = \alpha_y M_x$$

Avec :

α_x et α_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson

($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

B) Combinaisons de charges :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6,85 \text{ KN/ml}$$

$$\dots = 0,84 \quad \mu_x = 0,052 ; \mu_y = 0,667$$

$$M_x^u = 0,052 \times 9,47 \times (3,34)^2 = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = 0,667 \times (5,49) = 3,66 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 3,66 / 5,49 = 0,667 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 5,49 = 4,67 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 3,66 = 3,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis :
$$\begin{aligned} M_{xa} &= -0,3 M_x^u = -0,3 \times 5,49 = -1,647 \text{ KN.m} \\ M_{ya} &= -0,3 M_y^u = -0,3 \times 3,11 = -0,933 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

C) Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 9,47 \times 3,34 \times 4 / (3 \times 4) = 10,54 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 9,47 \times 3,34 \times 4 / (2 \times 4 + 3,34) = 11,16 \text{ KN}$$

D) Ferrailage :

- En travée :

- Sens de la petite portée : (l_x) :

$$\tilde{\nu} = \frac{M_{xt}^u}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{4,67 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,02 < \tilde{\nu}_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\tilde{\nu} = 0,02 \Rightarrow s = 0,990$$

$$A_x = \frac{M_{xt}^u}{s d_x \sigma_{st}} = \frac{4,67 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,043 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA9 = 3.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- Sens de la grande portée : (l_y)

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 13 - 0,9 = 12,1 \text{ cm.}$$

$$\tilde{\sim} = \frac{M_{yt}}{b d_y f_{bu}} = \frac{3,11 \times 10^3}{(100) \times (12,1)^2 \times 14,2} = 0,016 < \tilde{\sim}_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\tilde{\sim} = 0,016 \Rightarrow S = 0,992$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{S d \uparrow_{st}} = \frac{3,11 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA9 = 3.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

▪ Aux appuis :

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\tilde{\sim} = \frac{M_{xa}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1,647 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < \tilde{\sim}_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\tilde{\sim} = 0,006 \Rightarrow S = 0,997$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{S d_x \uparrow_{st}} = \frac{1,647 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA9 = 3.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

E) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

Armatures suivant le sens de l_x :

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} A_x \Rightarrow \frac{W_0 \times b \times h(3-\rho)}{2}$$

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq \frac{W_0 \times b \times h^3 - \rho}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 15^3 - 0,835}{2} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 3,18 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,29 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Armatures parallèles suivant le sens de l_y :**

$$W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0 A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adop}} = 3,18 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,20 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{f}_u = 0,07 f_{c28} / \alpha_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$u = T_u^{\text{max}} / b \times d = 11,16 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0,08 \text{ Mpa}$.

$u = 0,08 \text{ Mpa} < \bar{f}_u = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

(Art A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_{se} \leq \bar{f}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\bar{f}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$.

$$\dagger_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 9 = 141,3 \text{ mm}$

$$\dagger_{se} = \frac{11,66 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 141,3} = 0,70 \text{ Mpa}$$

$\dagger_{se} = 0,7 \text{ Mpa} < \bar{f}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

- **Vérification des espacements des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$St_{(max)} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$W \leq W_{max} = \frac{h}{10}$$

$$W = 9 \text{ mm} \leq W_{max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

F) Calcul à l'ELS :

$$q_s = 6,85 \text{ KN/ml}$$

$$\dots = 0,84 \quad \mu_x = 0,0589 ; \quad \mu_y = 0,764$$

$$M_x^s = 0,0589 \times 6,85 \times (3,34)^2 = 4,5 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 0,764 \times (4,5) = 3,48 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^s / M_x^s = 3,48 / 4,5 = 0,77 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

o Correction des moments :

$$\blacksquare \text{ En travée : } \begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 4,5 = 3,825 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 3,48 = 2,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\blacksquare \text{ Aux appuis : } M_{xa} = -0,3 M_x^s = -0,3 \times 4,5 = -1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 M_y^s = -0,3 \times 3,48 = -1,044 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (3 l_y) = 6,85 \times 3,34 \times 4 / (3 \times 4) = 7,63 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (2 l_y + l_x) = 6,85 \times 3,34 \times 4 / (2 \times 4 + 3,34) = 8,07 \text{ KN}$$

G) Vérifications à l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ($b = 100 \text{ cm}$ et $h = 15 \text{ cm}$) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$r < \frac{\chi - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \chi = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Suivant l'axe (x-x) : (sens L_x)**

- **En travée :**

$$\chi = \frac{4,67}{3,825} = 1,22$$

$$\sim = 0,024 \rightarrow r = 0,0304$$

$$r = 0,0304 < \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\chi = \frac{1,647}{1,35} = 1,22$$

$$\sim = 0,024 \rightarrow r = 0,0304$$

$$r = 0,024 < \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Suivant l'axe (y-y) : (sens L_y) :**

- **En travée :**

$$\chi = \frac{3,53}{2,55} = 1,3$$

$$\sim = 0,01 \rightarrow r = 0,0126$$

$$r = 0,0126 < \frac{1,3-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$x = \frac{4,69}{3,38} = 1,38$$

$$\tilde{\nu} = 0,02 \rightarrow r = 0,0252$$

$$r = 0,0252 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

- **État limite d'ouverture des fissures :** (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).
La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.
- **État limite de déformation :** [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{334} = 0,044$$

$$\frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425$$

$$0,044 > 0,0425 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{3,18}{100 \times 13} = 0,0024$$

$$\frac{2}{400} = 0,005$$

0.0024 < 0.005 \Rightarrow condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

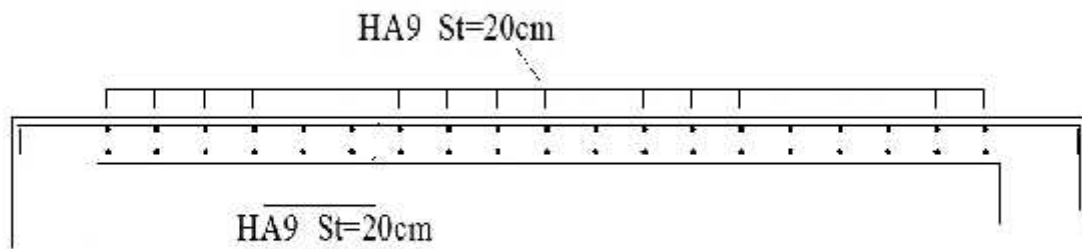


Figure 3.18 : ferrailage de la dalle pleine dans le sens x-x

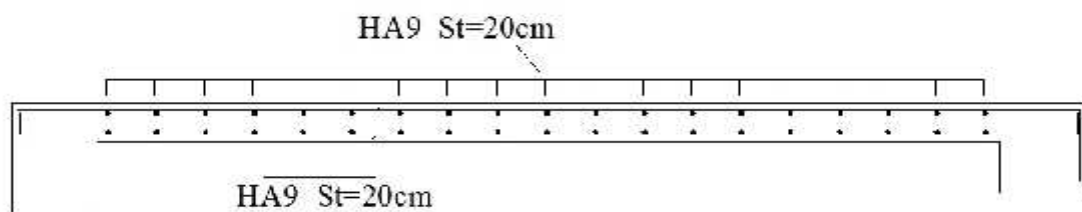


Figure 3.19 : ferrailage de la dalle pleine dans le sens y-y

3.6 Les escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec quatre volées composées d'une paillasse en béton armé et trois paliers intermédiaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

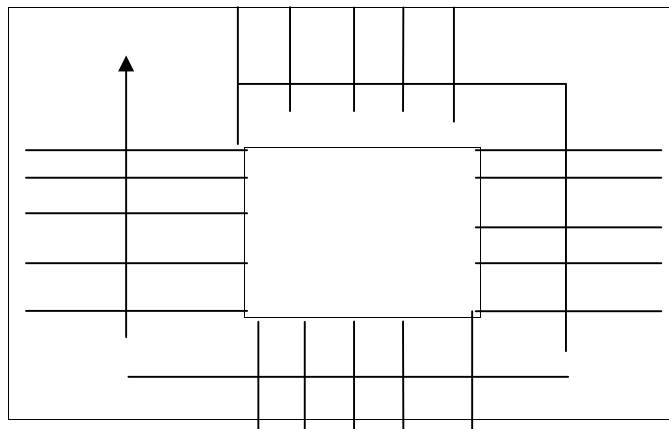


Figure 3.20 : Schéma de l'escalier

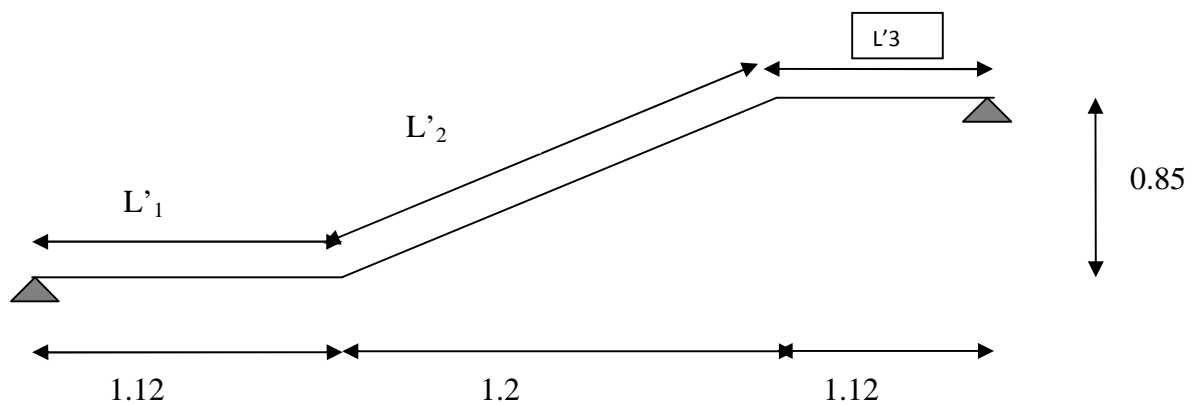


Figure 3.21: Schéma statique

Le confort d'utilisation d'un escalier est lié à une relation entre le giron et la hauteur des marches. Selon Nicolas François Blondel

$$58 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

❖ **Hauteur de la contre marche :**

La valeur de « h » varie en moyenne entre 16.5 et 17.5 cm

On prend h=17 cm

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5$

Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 5 - 1 = 4$$

$$m = 4 \text{ marches}$$

❖ **Le giron :**

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow \begin{matrix} g \leq 65 - 2h \\ g \geq 59 - 2h \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} g \leq 65 - 2 \times 16 = 33 \\ g \geq 59 - 2 \times 16 = 27 \end{matrix} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

❖ **La paillasse :**

D'après le BAEL 91 l'épaisseur de la paillasse sera comme suit :

$$\frac{L'}{30} < e_p < \frac{L'}{20}$$

Avec :

L' : Longueur entre nus d'appuis

e_p : Épaisseur de la paillasse

$$L' = L_1 + L_2 + l_3$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0.85}{1.2} = 0.7 \quad \alpha = 35.31^\circ$$

$$L' = (2 \cdot 1.12) + \frac{1.2}{\cos 35.31} = 371 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{371}{30} < e_p < \frac{371}{20} \quad 12.36 < e_p < 18.55$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

3.6.1 Détermination des charges et surcharges :

Les calculs sont menés en considérant une bande de un mètre de la paillasse. Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

A. Les charges permanentes :

La volée :

Éléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	$\frac{\dots \times ep}{\cos.\Gamma} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 35.31} = 4.59 \text{ KN / m}^2$
Marche	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ KN / m}^2$
Revêtements :	
Carrelage	22 x 0.02 = 0.44
Mortier de pose	22 x 0.02 = 0.44
Lit de sable	18 x 0.02 = 0.36
Enduit ciment	22 x 0.015 = 0.33
Gard de corps	0.2
	G = 8.29 KN / m²

✓ **Le palier :**

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Palier	0.15 x 25 = 3.75
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de sable	0.36
	G = 4.99 KN/m²

B-Surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml.}$$

3.6.2 Combinaison de charges :

✓ **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée 1 : $q_u^v = 1.35 \times 8.29 + 1.5 \times 2.5 = 14.94 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_u^p = (1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5) = 10.48 \text{ KN / m}$

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_s^v = (8.29 + 2.5) = 10.79 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_s^p = (4.99 + 2.5) = 7.49 \text{ KN / m}$

3.6.3 Calcul des efforts internes à l'ELU :

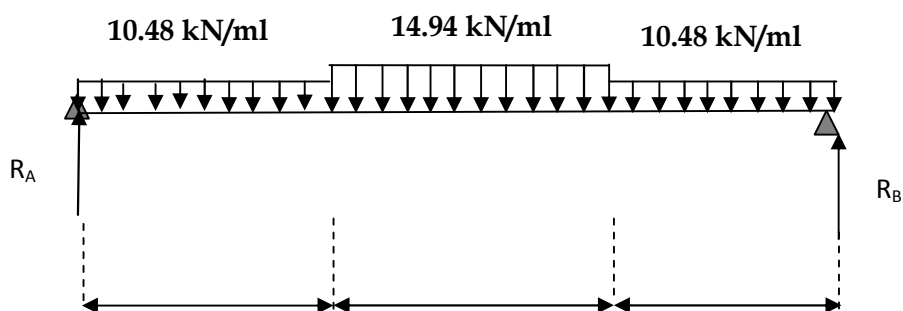


Figure 3.21 : schéma statique de calcul

Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.2 * q_{u2} + 2 * 1.12 * q_{u1} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.2 \times 14.94 + 1.12 * 2 \times 10.48 = 41.40 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 41.40 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0. \Rightarrow R_B \times 3.44 = q_{u2} \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 1.12 \right) + q_{u1} \times 1.12 \times (3.44 - 0.56) + (q_{u1} * 1.12 * .56)$$

$$R_B \times 3.44 = 14.94 \times 2.064 + (10.48 * 3.847)$$

$$R_B = 20.7 \text{ KN}.$$

$$R_A = 41.4 - 20.68 = 20.72 \text{ KN}.$$

➤ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.12$.

$$T(x) = R_A + q_{u1} \cdot x.$$

$$T(x) = -20.72 + 10.48 \times x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T(0) = -20.72 \text{ KN} \\ T(x=1.12) = -20.72 + 10.48 \times 1.12 = -8.98 \text{ KN} \end{cases}$$

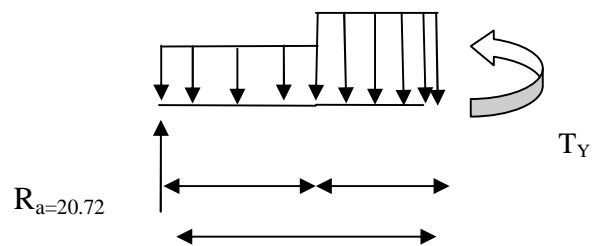
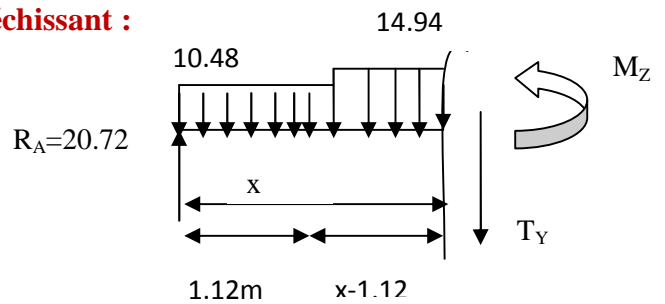
$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 20.72x - \frac{10.48}{2} x^2$$

$$M(x) = 20.72 x - 5.24 x^2$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.12 \text{ m}, & M(x=1.12) = 16.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.12 \leq x \leq 2.32$

$$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_{u1} (1.12) + q_{u2} (x-1.12) \\ T(x=1.12) = -20.72 + (10.48 * 1.12) + (14.94 * (x-1.12)) = -8.99 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x=2.32) = -20.72 + (10.48 \times 1.12) + (14.94 \times (2.32 - 1.12)) = 8.95 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 1.12 \times (x - 0.56) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1.12)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 20.72 x - 10.48 \times 1.12 \times (x - 0.56) - 14.94 \left(\frac{(x - 1.12)^2}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.12 \quad , \quad M(x=1.12) = 16.63 \text{ KN.m} \\ x = 2.32 \text{ m} \quad , \quad M(x=2.32) = 16.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.12 \text{ m}$

$$T(x) = -10.48 x$$

$$x = 0 \quad T(0) = 0 \text{ kN}$$

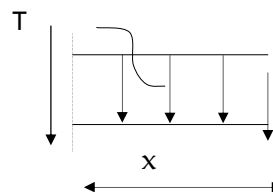
$$x = 1.12 \quad T(1.12) = -11.73 \text{ kN}$$

$$M(x) = -10.48 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \quad M(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.12 \quad M(1.12) = -6.57 \text{ kN.m}$$

10.48 kN/ml



Calcul du moment max :

Quand $T(x) = 0$ la valeur de M est maximum.

$$T(x) = 0 \quad 20.72 - 11.74 - (14.94 (x - 1.12)) = 0 \quad x = 1.72 \text{ m}$$

$$M_{max}(1.72 \text{ m}) = 19.34 \text{ kN.m}$$

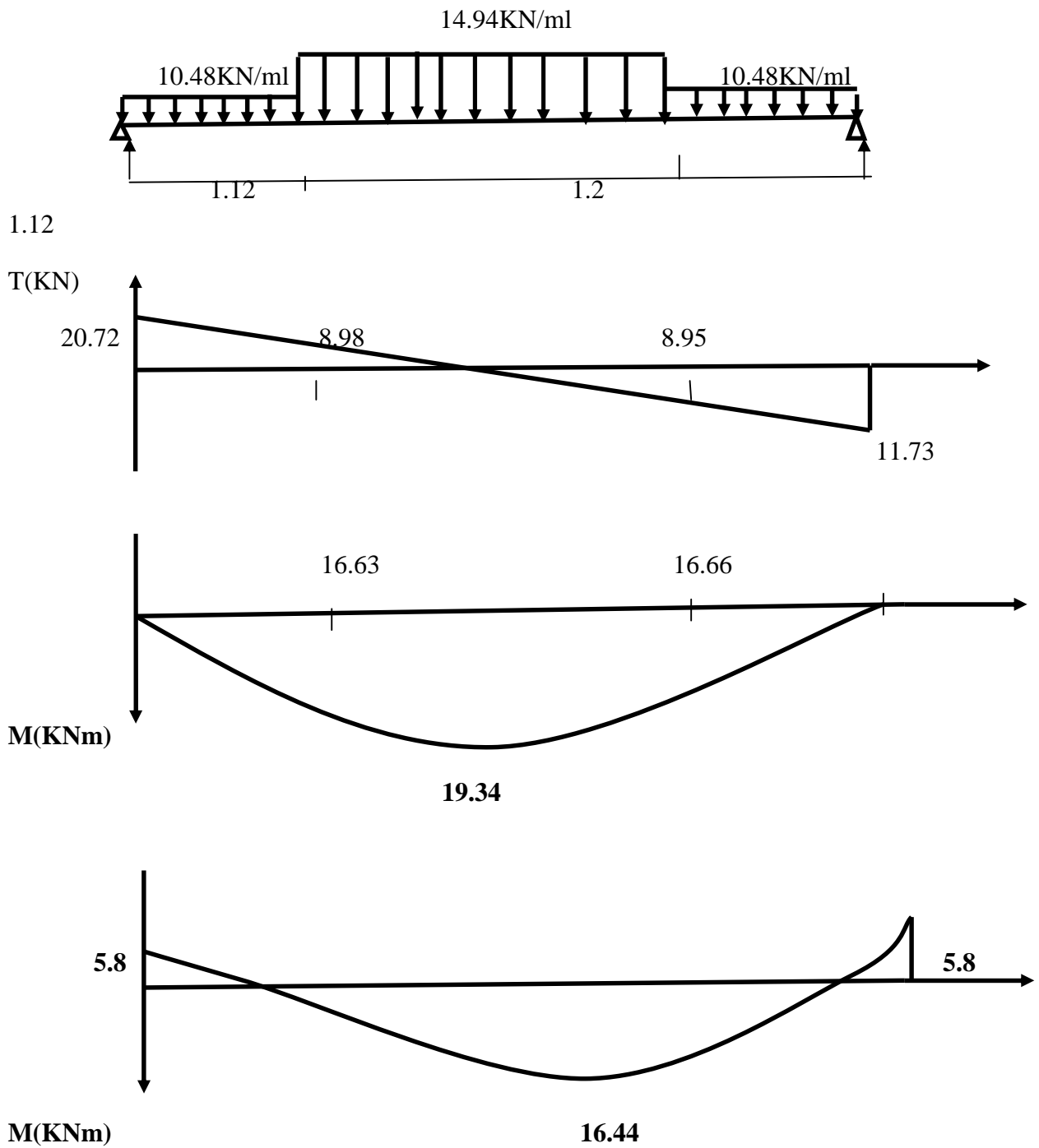
Remarque

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment M_u^{max} au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

Appui A : $M_{ua} = -0,3 M_u^{max} = -0,3 \times 19.34 = -5.80 \text{ KN.m}$

Appui B : $M_{ub} = -0,3 M_u^{max} = -0,3 \times 19.34 = -5.80 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0,85 M_u^{max} = 0,85 \times 19.34 = 16.44 \text{ KN.m}$



3.23 Diagramme des efforts interne à l'ELU

3.6.3 Calcul des armatures :

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

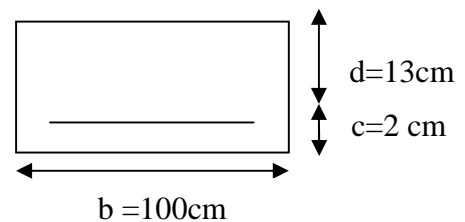
A. Armature longitudinale :

Armatures aux appuis

$$\mu = \frac{M_{u\text{ app}}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{9.9 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.041 \quad = 0.979$$



$$A_{\text{app}} = \frac{M_{u\text{ app}}}{\mu \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.9 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{app}} = 5 \text{ HA } 10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

Armature en travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{16.44 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\mu = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.068 \quad = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\mu \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.44 \times 10^3}{0.965 \times 13 \times 348} = 3.77 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

B. Armature de répartition :

❖ Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2.51$ avec un espacement de **20 cm**

❖ En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

3.6.4 Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité : BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{ap} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

B. Vérification de la contrainte tangentielle : BAEL 91/modifiées99 : Art A.5.2, 2

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2}$$

Avec T_u : l'effort tranchant maximal

$$T_u = 20.72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{20.72 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.159 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{1.5} 25^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C. Influence de l'effort tranchant sur le béton : BAEL 91 modifiée 99 : Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times a} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \times \frac{20.72 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 130} = 0.354 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

0.354 MPa < 15.50 MPa Condition vérifiée

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_{ap} \geq \frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$\frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} (20.72 \times 10^3 - \frac{5.8 \times 10^3}{0.9 \times 0.13}) = -82.95 \text{ cm}^2$$

$A_{ap} = 3.92 > -82.95$ Condition vérifiée

E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : BAEL 91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \mu}$$

$$\mu = n \times s = 5 \times 12 \times 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.72 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.93 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

F. Longueur de scellement : BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \sqrt{f_{t28}} = 0.6 \times \sqrt{1.5^2 \times 2.1} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 35.27 \text{ cm}$

La longueur hors crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 37.27 = 14.11 \text{ cm}$$

On prend :

$$L_c = 15 \text{ cm}$$

G. Espacement des barres : BAEL91 : Art A.8.2, 42

❖ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t < \min 3h; 33 = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t < \min 4h; 45 = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

3.6.5 Calcul à l'ELS :

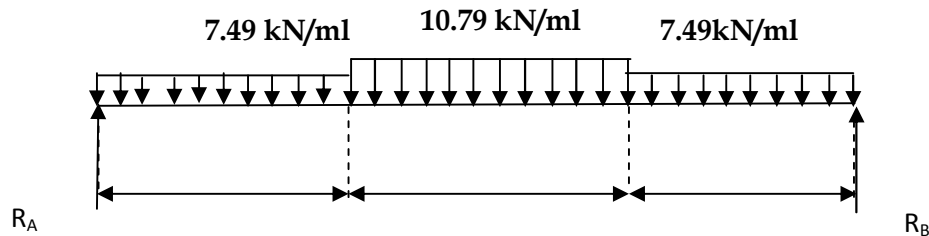


Figure 6. 23: Schéma statique de calcul à l'ELS

A. Les réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 7.49 \times 1.12 + 10.79 \times 1.20 + 7.49 \times 1.12 = 29.72 \text{ kN/ml}$$

$$M/A = 0$$

$$R_B \times 3.44 = 7.49 \times \frac{1.12^2}{2} + 10.79 \times 1.2 \times 1.72 + 7.49 \times 1.12 \times 2.88 = 51.12$$

$$R_B = 14.86 \text{ kN}$$

$$R_A = 14.86 \text{ kN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.12 \text{ m}$

$$T_x = -14.86 + 7.49x$$

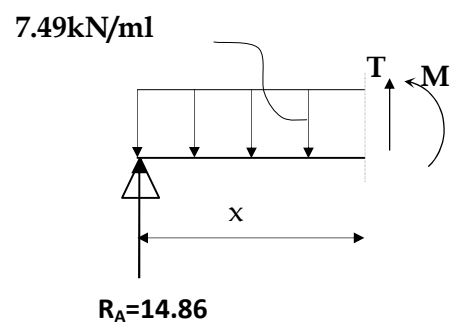
$$x = 0 \quad T_0 = -14.86 \text{ kN}$$

$$x = 1.12 \quad T_{1.12} = -6.47 \text{ kN}$$

$$M_x = 14.86x - 7.49 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \quad M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.12 \quad M_{1.12} = 11.95 \text{ kN.m}$$



2^{er} Tronçon $1.12 \leq x \leq 2.32 \text{ m}$

$$T_x = -14.86 + 7.49 \times 1.12 + 10.79 \times (x - 1.12)$$

$$T_x = -6.47 + 10.79 \times (x - 1.12)$$

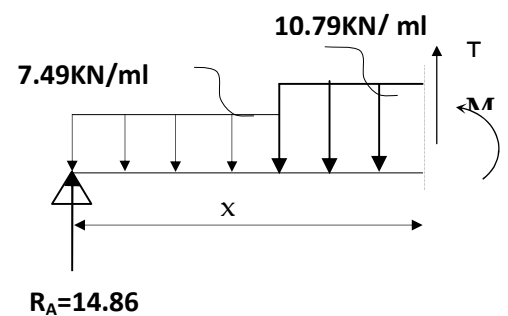
$$x = 1.12 \quad T_{1.12} = -6.47 \text{ kN}$$

$$x = 2.32 \quad T_{2.32} = 6.48 \text{ kN}$$

$$M_x = 14.86x - 7.49 \times 1.12 \times x - 0.56 - 10.79 \frac{(x - 1.12)^2}{2}$$

$$x = 1.12 \quad M_{1.12} = 11.95 \text{ kNm}$$

$$x = 2.32 \quad M_{2.32} = 11.95 \text{ kNm}$$



3^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.12 \text{ m}$

$$T_x = -7.49x$$

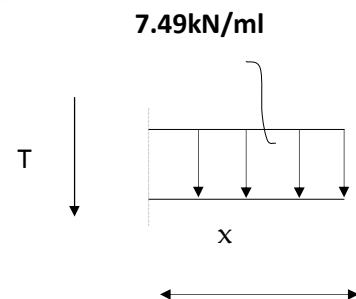
$$x = 0 \quad T_0 = 0 \text{ kN}$$

$$x = 1.12 \quad T_{1.12} = -8.39 \text{ kN}$$

$$M_x = -7.49 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \quad M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.12 \quad M_{1.12} = -4.69 \text{ kN.m}$$



Calcul du moment max :

Dans le 2^{er} Tronçon

$$T_x = 0 \quad 14.86 - 7.49 \times 1.12 - 10.79 \times (x - 1.12) = 0$$

$$x = 1.72$$

$$M_{1.72} = 13.89 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment M_s^{\max} au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

$$\text{Appui A : } M_{sa} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 13.89 = -4.17 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appui B : } M_{sb} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 13.89 = -4.17 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85 M_s^{\max} = 0,85 \times 13.89 = 11.81 \text{ kN.m}$$

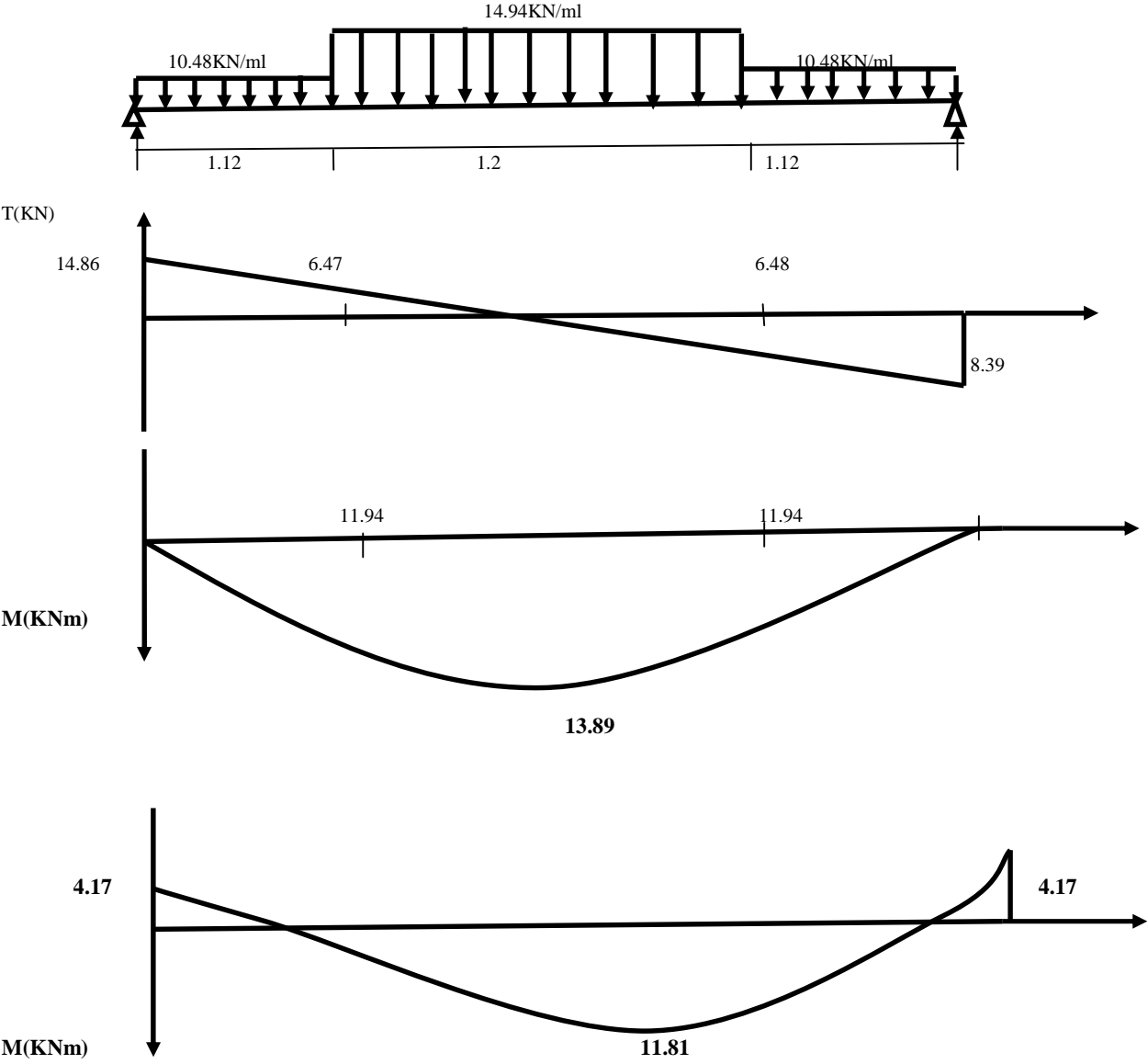


Figure 6.23 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

3.6.6 Vérification à l'ELS

A. État limite de résistance du béton à la compression : BAEL 91 : Art A.4.5, 2

Ñ En travée

$$M_{ts} = 11.81 \text{ kN.m} \quad A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 \% = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 13} \times 100 = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \quad K_1 = 42.47 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 0.913$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\lambda_1 \times d \times A_t} = \frac{11.81 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.92} = 253.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 253.83 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{253.83}{42.47} = 5.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.97 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Ñ En appuis :

$$\rho_1 \% = \frac{A_{ap}}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 13} \times 100 = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \quad K_1 = 42.47 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 0.913$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\lambda_1 \times d \times A_{ap}} = \frac{4.17 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.92} = 89.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 89.62 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89.62}{42.47} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.11 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{344} = 0,043$$

$$\frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{h}{\ell} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procédera au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{462}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

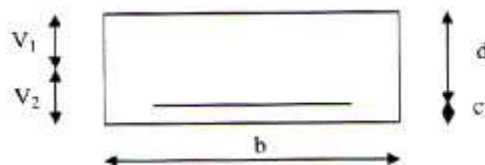
Avec :

f : Flèche due aux charges instantanées.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,9$ Mpa).

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

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 10.79 \text{ KN /ml.}$$



Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{11250 + 15 \times 3.92 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3.92}$$

$S_{/xx}$: Moment statique.

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$V_1 = 7.71 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 7.29 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (7.71^3 + 7.29^3) + 15 \times 3.92 \times (7.29 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 29836.62 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.79 \times (3.44)^4 \times 10^8}{10818.9 \times 29836.62 \times 10^3} = 0.0061 \text{ m} = 0.61 \text{ cm}$$

$$f = 0.61 \text{ cm} < \bar{f} = 0.69 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif :

- Armatures en travées : $A_t = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).
- Armatures aux appuis : $A_a = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

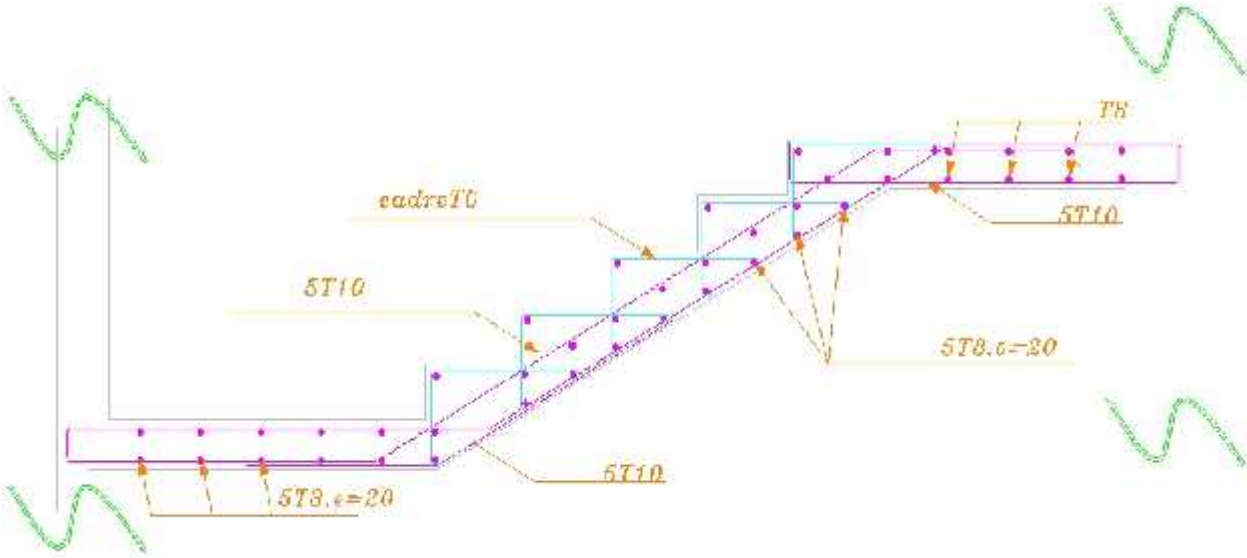


Figure 6.25 : ferrailage des escaliers

Modélisation et étude dynamique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

À l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période.....**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

4.1 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure .ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS « Extended tridimensionnel Analysis of Building Systems » 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, il est basé sur la méthode des éléments finis.

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,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges 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**). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000**).

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0

❖ *Étapes de modélisation :*

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- Introduction de la géométrie de modèle (trame, hauteur d'étage).
- Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Définition du séisme.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

❖ *Présentation de la vue en 3D :*

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.6** nous a donné la vue en 3D suivante :

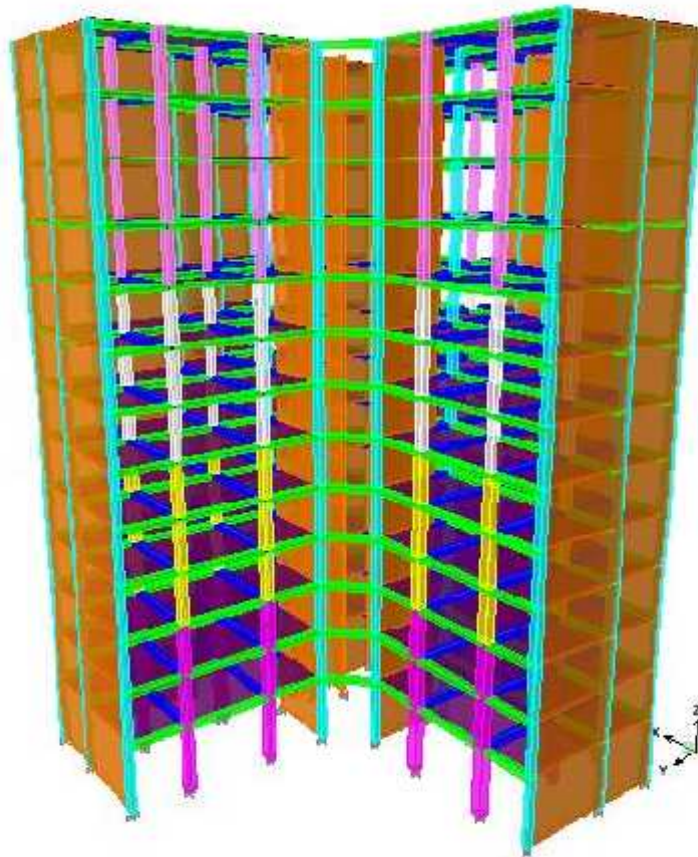


Fig 4.1 : vue de la structure en 3D

❖ *Présentation de la vue en plan :*

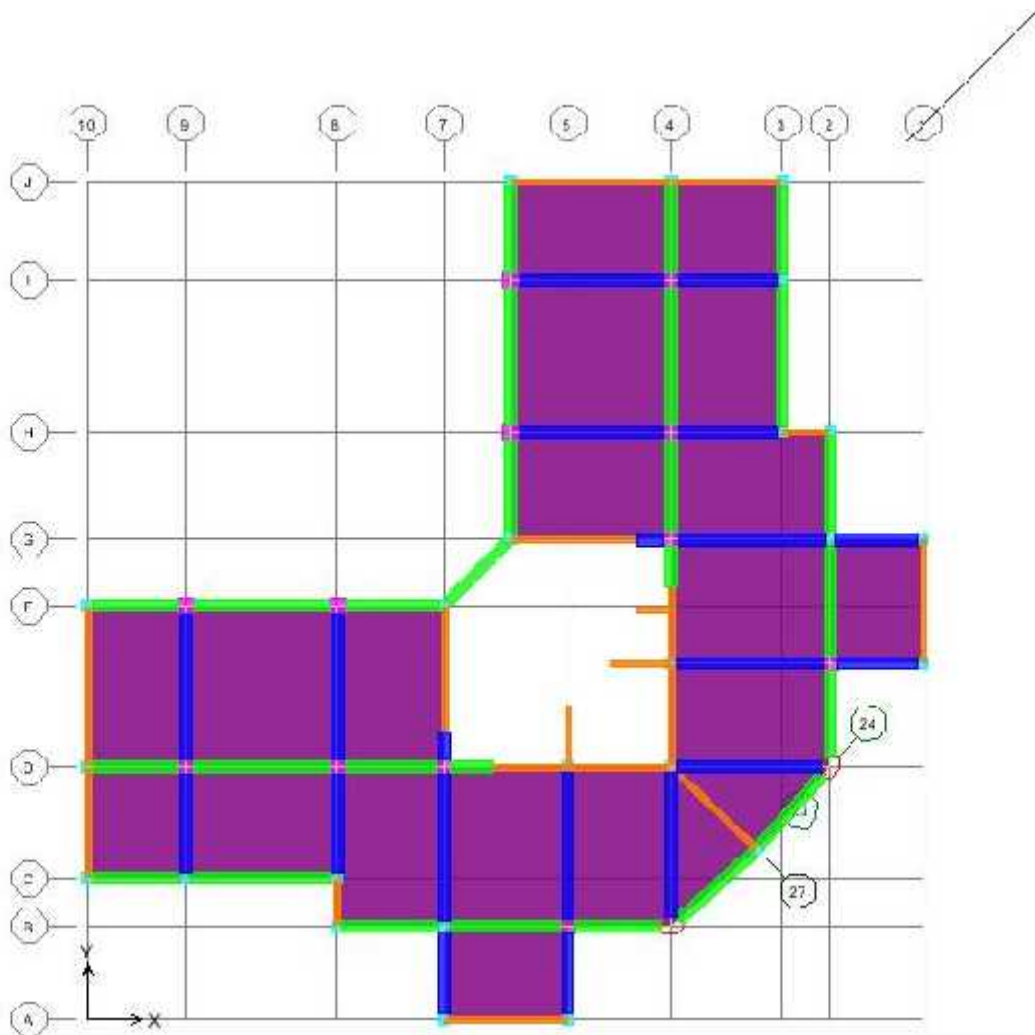


Fig 4.2 : vue de la structure en plan

4.2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- ✓ La méthode statique équivalente.

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.2.1 Méthode statique équivalente :

❖ Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

❖ Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIb**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... H_T 7 niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... H_T 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... H_T 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... H_T 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... H_T 3 niveaux ou 10m.

Dans notre cas :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA99 (Art 4.1.2)**

Condition de la hauteur :

Le bâtiment est implantée en zone III : $H < 30m$

H : hauteur totale du bâtiment qui est de 40.8m

H>30m condition non vérifié →

Remarque :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le **RPA99 version 2003** ; «l'Article 4.1.2 du RPA03/99», pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; alors le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique modale spectrale**.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour le calcul de la force sismique de la structure.

❖ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

• **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a :

$$A = 0.25 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \Rightarrow$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Rightarrow & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Rightarrow & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

• **Classification du site :**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol ferme.

Donc de **catégorie S2** (Site meuble : S2)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,4 \text{ sec} \end{cases}$$

y : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$$

D'où :

ζ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ζ : est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

donc : $\zeta = 10\%$ $\Rightarrow y = 0,763 > 0,7$

$$\Rightarrow y = 0,763$$

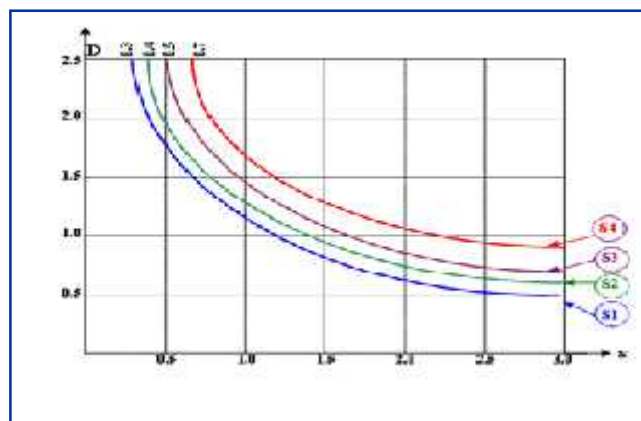


Fig4.3 : Facteur d'amplification dynamique

❖ Estimation de la période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA99/version2003) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 40.8 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (40.8)^{3/4} = 0,807 \text{ s} \implies T_{RPA} = 0.807 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \text{ (4.2.4 du RPA99/version2003)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale: $d_x = 30.14 \text{ m} \implies T_x = 0.668 \text{ s}$

b) Sans transversale : $d_y = 30.14 \text{ m} \implies T_y = 0.668 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \left. \begin{array}{l} T_x = 0.668 \text{ s} \\ T_y = 0.668 \text{ s} \end{array} \right\}$$

On a: $T_2 = 0,4 \text{ s}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \end{array} \right. \begin{array}{l} \Rightarrow 0 \leq T_X \leq 0,5 \text{ s} \text{ donc: } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \\ \Rightarrow 0,5 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \text{ donc: } D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \end{array}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times 0,763 \times (0,4 / 0,668)^{2/3} = 1,355 \\ D_y = 2,5 \times 0,763 \times (0,4 / 0,668)^{2/3} = 1,355 \end{array} \right. \begin{array}{l} D_x = 1,355 \\ D_y = 1,355 \end{array}$$

• **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système (4a) (mixte portiques/voiles avec interaction) et la valeur de R est de 5.

• **Facture de qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003):

Critère q »	P _q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0,05
2. Redondance en plan	Observé	0,05
3. Régularité en plan	N/observé	0,05
4. Régularité en élévation	N/observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0
	Q = 1 + Σ P_q = 1,15	

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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 R.P.A 2003).

• **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

S : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $S = 0,20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

$$W_t = 54997,32 \text{ KN}$$

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	T_x (s)	T_y (s)	y
Valeurs numériques	0.25	1.355	1.355	1.15	5	54997.32	0.668	0.668	0.763

Tableau 4.1: Résumé des résultats

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 4284.97 \text{ KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 4284.97 \text{ KN.} \end{cases}$$

4.2.2 Méthode dynamique :

4.2.2.1 : Méthode d'analyse modale spectrale :

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

4.2.2.2 : Par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Ñ **Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

a) Mode de vibrations et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.6**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	sens du mode
1	0.734577	35.941	31.7665	35.941	31.7665	translation suivant X-X
2	0.601151	31.9999	36.1284	67.9409	67.8949	translation suivant Y-Y
3	0.49292	0.0227	0.0869	67.9636	67.9818	rotation suivant Z
4	0.158993	10.5156	9.3423	78.4792	77.3241	translation suivant X-X
5	0.132468	9.3754	10.6841	87.8546	88.0081	translation suivant Y-Y
6	0.104331	0.1065	0.0755	87.9611	88.0836	rotation suivant Z
7	0.069965	3.1342	2.9987	91.0953	91.0824	translation suivant X-X
8	0.059554	2.3155	1.9036	93.4108	92.986	translation suivant X-X
9	0.058658	0	0.0002	93.4108	92.9862	translation suivant Y-Y
10	0.058254	0.1016	0.1716	93.5124	93.1578	translation suivant Y-Y
11	0.057357	0.3766	0.2777	93.8889	93.4355	translation suivant X-X
12	0.056629	0.3882	0.9886	94.2772	94.4242	rotation suivant Z

Tableau 4.2 : Mode de vibration et participation massique

T_{dyn} : La période de calcul automatique (**T_{dyn} = 0.7346sec**)

b) Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, 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 ($\sum m_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots\dots\dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_k** la période du mode **K**.

Le nombre de modes à considérer est de :

- Le sens de translation suivant X-X : 7^{ème} mode avec 91,0953%
- Le sens de translation suivant Y-Y : 7^{ème} mode avec 91.0824%

c) Centres de masse et le centre de torsion des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère}$$

- Excentricité théorique :

$$\begin{aligned} e_x &= |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y &= |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{aligned}$$

- Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \text{ Avec } \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 30.14 \text{ m} \\ L_y = 30.14 \text{ m} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} e_{ax} = 1.507 \\ e_{ay} = 1.507 \end{cases}$$

niveaux	diaphragm	massX	massY	XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y
RDC	D1	464.6564	464.6564	16.11	13.625	15.62	14.153	0.49	-0.528
niveau 1	D2	435.678	435.678	16.101	13.635	15.285	14.532	0.816	-0.907
niveau2	D3	433.6597	433.6597	16.11	3.625	15.313	14.53	0.797	-0.905
niveau3	D4	431.9365	431.9365	16.119	13.616	15.472	14.384	0.647	-0.768
niveau4	D5	424.9198	424.9198	16.119	6.616	15.665	14.197	0.454	-0.581
niveau5	D6	423.103	423.103	16.128	13.607	15.854	14.009	0.274	-0.402
niveau6	D7	421.5669	421.5669	16.136	13.599	16.027	13.834	0.109	-0.235
niveau7	D8	421.5669	421.5669	16.136	13.599	16.181	13.676	-0.045	-0.077
niveau8	D9	419.9413	419.9413	16.144	13.591	16.315	13.538	-0.171	0.053
niveau9	D10	418.5964	418.5964	16.151	13.584	16.431	13.419	-0.28	0.165
niveau10	D11	411.5713	411.5713	16.151	13.584	16.526	13.319	-0.375	0.265
niveau11	D12	411.5713	411.5713	16.151	13.584	16.603	13.24	-0.452	0.344
niveau12	D13	380.975	380.975	16.076	13.662	16.656	13.185	-0.58	0.477

Tableau 4.3: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Donc :

La condition du RPA (Art 4.2.7 RPA99 version2003)est vérifiée

d) Vérification de la résultante des forces sismiques a la base :(art 4.3.6RPA99) :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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 < 0.8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**

	V _{statique} (KN)	V _{Dynamique} (KN)	0.8% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	4284.97	5022.90	3427.97	C.V
Sens y-y	4284.97	5052.17	3427.97	C.V

• Conclusion:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{\text{dyn}} \rightarrow 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots C. V$$

❖ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

- a) Vérification des déplacements latéraux inter étage.
- b) Vérification vis-à-vis de l'effet P- .
- c) Vérification de l'effort normal réduit.

a) Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99version2003*),

l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $u_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $u_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$u_x^k = R u_{ex}^k \text{ et } u_y^k = R u_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = u_{ex}^k - u_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = u_{ey}^k - u_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} u_x^k &= R u_{ex}^k \\ u_y^k &= R u_{ey}^k \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{:Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)} \end{array}$$

u_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x

(y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient u_{ey}^k).

R : est le coefficient de comportement.

➤ Sens longitudinale :

	Sens XX					
Niveau	u_e^k (m)	R	u^k (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 12	0.0153	5	0.0765	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 11	0.0139	5	0.0695	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 10	0.0125	5	0.0625	0.0075	0.0306	C.V
Niveau 9	0.011	5	0.055	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 8	0.0096	5	0.048	0.0075	0.0306	C.V
Niveau 7	0.0081	5	0.0405	0.0065	0.0306	C.V
Niveau 6	0.0068	5	0.034	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0054	5	0.027	0.0065	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0041	5	0.0205	0.0055	0.0408	C.V
niveau3	0.0030	5	0.015	0.0055	0.0306	C.V
niveau2	0.0019	5	0.0095	0.0040	0.0306	C.V
niveau1	0.0011	5	0.0055	0.0035	0.0306	C.V
RDC	0.0004	5	0.002	0.002	0.0408	C.V

Tableau 4.4: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX

➤ Sens transversale :

	Sens YY					
Niveau	u_e^k (m)	R	u^k (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 12	0.0151	5	0.0755	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 11	0.0137	5	0.0685	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 10	0.0123	5	0.0615	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 9	0.0109	5	0.0545	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 8	0.0094	5	0.047	0.0075	0.0306	C.V
Niveau 7	0.008	5	0.04	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 6	0.0066	5	0.033	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0053	5	0.0265	0.0065	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0041	5	0.0205	0.0060	0.0408	C.V
niveau3	0.0029	5	0.0145	0.0060	0.0306	C.V
niveau2	0.0019	5	0.0095	0.0050	0.0306	C.V
niveau1	0.001	5	0.005	0.0045	0.0306	C.V
rdc	0.0004	5	0.002	0.002	0.0408	C.V

Tableau 4.5: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY

b) Vérification vis-à-vis de l'effet P- : (RPA 99/V 2003. Art5-9) :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\mu_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + S W_{gi})$$

V_K : l'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.

- Si $\mu_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \mu_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \mu_K)$
- Si $\mu_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

niveau	U_k (cm)	V_x (KN)	$W(t)$	P_k (KN)	$h()$	"
12	0.0153	904.64	380.975	3809.75	3.06	0.021
11	0.0139	1643.69	411.5713	7925.463	3.06	0.021
10	0.0125	2206.38	411.5713	12041.176	3.06	0.022
9	0.011	2606.51	418.5964	16227.14	3.06	0.022
8	0.0096	3067.15	419.9413	20426.553	3.06	0.020
7	0.0081	3424.9	421.5669	24642.222	3.06	0.019
6	0.0068	3744.36	421.5669	28857.891	3.06	0.017
5	0.0054	4030.79	423.103	33088.921	3.06	0.014
4	0.0041	4285.22	424.9198	37338.119	3.06	0.011
3	0.003	4513.60	431.9365	41657.484	3.06	0.009
2	0.0019	4713.93	433.6597	45994.081	3.06	0.006
1	0.0011	4887.71	435.6678	50350.759	3.06	0.003
RDC	0.0004	5022.90	464.6564	56817.323	4.08	0.0011

Tableau 4.6 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX

➤ Sens transversale :

niveau	U_k (cm)	V_x (KN)	$W(t)$	P_k (KN)	$h(m)$	"
12	0.0153	906.27	380.975	3809.75	3.06	0.021
11	0.0139	1650.45	411.5713	7925.463	3.06	0.021
10	0.0125	2217.51	411.5713	12041.176	3.06	0.022
9	0.011	2680.97	418.5964	16227.14	3.06	0.022
8	0.0096	3082.82	419.9413	20426.553	3.06	0.020
7	0.0081	3441.32	421.5669	24642.222	3.06	0.019
6	0.0068	3762.13	421.5669	28857.891	3.06	0.017
5	0.0054	4050.41	423.103	33088.921	3.06	0.014
4	0.0041	4307.29	424.9198	37338.119	3.06	0.011
3	0.003	4537.7	431.9365	41657.484	3.06	0.009
2	0.0019	4740.01	433.6597	45994.081	3.06	0.006
1	0.0011	4915.07	435.6678	50350.759	3.06	0.003
RDC	0.0004	5052.17	464.6564	56817.323	4.08	0.0011

Tableau 4.7: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY

• Commentaire :

On constate que μ^{KX} et μ^{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc: l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

c) **Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$= \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	Section	N (KN)		Observation
rdc/1/2	55x55	2182.17	0.25	0.3 C.V
3/4/5	50x50	1611.19	0.23	0.3 C.V
6/7/8	45x45	1093.31	0.19	0.3 C.V
9/10/11/12	40x40	616.21	0.13	0.3 C.V

Tableau 4.8: vérification de l'effort normal réduit

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

❖ **Justification de l'interaction « Portiques / Voiles »:**

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut», voir tableau ci-après :

✓ **Interaction portique /voile dans le sens XX :**

Niveau	Effort tranchant, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant Repris par :	
	portique (KN)	voile (KN)	Portique (%)	voile (%)
RDC	1205.9	3610.19	38	62
1	1637.2	3518.91	40	59.8
2	2444.4	3332.85	45	55
3	2271.8	3159.41	48	52
4	2832.5	2949.77	54	46
5	3283.9	2726.74	57	42.98
6	3007.7	2531.42	59	40
7	3172.7	2267.59	62	38
8	3331.7	1982.47	60	39.98
9	3409.2	1724.01	63	37
10	3465.7	1375.99	70	30
11	3506.0	989.99	72	28
12	3569.01	412.82	74	26

Tableau 4.9 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens XX

✓ Interaction portique /voile dans le sens YY :

Niveau	Effort tranchant, par niveau, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant Repris par :	
	portique (KN)	voile (KN)	Portique (%)	voile (%)
RDC	1182.3	3735.92	24	76
1	1596.3	3614.73	30	70
2	2003.6	3066.87	39.5	60.49
3	2168.5	3248.34	40	59.97
4	2396.3	2742.77	46	53.38
5	2514.4	2547.74	49	51
6	2653.7	2374.63	52.77	47.23
7	2809.6	2280.75	55.2	44.8
8	287.83	2050.8	61	48.7
9	2902.4	1781.78	63	37
10	2932.9	671.13	70	30
11	2987.02	478.41	71	29
12	3055.1	258.97	80	20

Tableau 4.10 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens YY

Conclusion :

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas reprises en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques-voiles.

5.1 Introduction :

Dans ce chapitre, sont présentés et analysés les résultats découlant de l'étude dynamique. Ces résultats présentent les sollicitations de la structure sous les différentes charges combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) les plus sollicités.

5.2 Sollicitations dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) les plus sollicités sous les différentes combinaisons d'action réglementaire utilisées :

5.2.1 Combinaison d'actions réglementaires utilisées :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et les vérifications imposées par le BAEL91 et le RPA99/2003 sont combinées de façon à prévoir les cas de chargement les plus défavorables auxquels la structure pourrait être exposée.

- a) **Combinaisons du BAEL 91** : pour tous les éléments d'une structure, les règles du BAEL91 recommandent, à l'état limite ultime, la combinaison d'action suivante :

$$1.35G+1.5Q.$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charge d'exploitation non pondérée.

- b) **Combinaisons du RPA 99/2003** : tout en tenant compte des actions sismiques, les combinaisons d'actions à considérer dans la détermination des sollicitations du calcul selon le RPA99/2003 sont les suivantes :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8 G \pm E$$

Avec : **E** : action sismique

5.2.2 Numérotation utilisées pour les poutres, poteaux et voiles :

Les numérotations et abréviations adoptées pour les tableaux 4.1 à 4. Ci-après donnant Les efforts internes pour les éléments les plus sollicités.

a) Pour les poutres (figure 4.1) :**Exemple :**

B 72 } B : pour beam (en anglais) qui veut dire poutre.
72 : le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation.

b) Pour les poteaux (figure 4.2) :**Exemple :**

C 25 } C : pour column (en anglais) qui veut dire poteau.
25 : le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation.

c) Voile (figure 4.3) :**Exemple :**

VL1 : nous avons attribué un nom pour chaque voile.

5.2.3 Sollicitations dans les poutres, poteaux, et voiles les plus sollicités :

- Les tableaux 5.1 à 5.6 présentent les sollicitations des poutres les plus sollicités de la structure.
- Les tableaux 5.7 à 5.12 présentent les sollicitations des poteaux les plus sollicités de la structure.
- Le tableau 5.13 à 5.18 Présente les sollicitations des voiles les plus sollicités de la structure.

Tableau 5.1 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principales (30x45) les plus sollicitées sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

	poutre les plus sollicitées	solllicitations maximales sous 1.35G+1.5Q	
		moment fléchissant M (KN.m)	
		moment en travée	
PP	zone 1		
	B6	62.521	9.59
	B24	54.677	13.2
	zone 2		
	B6	63.606	8.64
	B24	55.501	14.47
	zone 3		
	B6	65.227	7.95
	B24	56.614	17.68
	zone 4		
	B6	78.858	10.26
	B24	65.51	18.45

Tableau 5.2 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principales (45x30) les plus sollicitées sous la combinaison d'action $G + Q \pm E$:

	poutre les plus sollicitées	sollicitations maximales sous $G + Q \pm E$		Effort tranchant(KN)
		moment fléchissant M (KN.m)		
		M_{sup}	M_{inf}	
PP	zone 1			
	B6	46.083	-76.959	-90.17
	B24	40.449	-83.415	73.31
	zone2			
	B6	47.058	-84.606	-93.23
	B24	41.378	-94.495	72.44
	zone3			
	B6	48.132	-88.762	-94.87
	B24	42.728	-100.816	73.31
	zone4			
	B6	59.163	-91.938	-96.11
	B24	48.197	-110.654	85.62

Tableau 5.3 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principale (45x30) les plus sollicitées sous la combinaison d'action : $0,8G \pm E$:

	poutre les plus sollicitées	sollicitations maximales sous $0,8G \pm E$		Effort tranchant(KN)
		moment fléchissant M (KN.m)		
		M_{sup}	M_{inf}	
PP	zone 1			
	B6	29.569	-52.766	-58.61
	B24	26.170	-58.968	44.38
	zone2			
	B19	43.474	-58.092	-51.51
	B24	28.000	-68.641	42.93
	zone3			
	B19	49.403	-64.067	-55.61
	B24	29.250	-73.464	43.23
	zone4			
	B19	51.807	-66.330	-57.22
	B24	34.770	-84.032	57.35

Tableau 5.4 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres secondaires (30x40) les plus sollicitées sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

	poutre les plus sollicitées	sollicitations maximales sous 1.35G+1.5Q		Effort tranchant(KN)
		moment fléchissant M (KN.m)		
		moment en travée		
PS	zone 1			
	B37	18.077		-7.91
	B29	17.917		7.80
	zone 2			
	B37	34.501		-18.76
	B29	34.231		18.57
	zone 3			
	B37	47.471		-27.20
	B29	47.136		26.970
	zone 4			
	B37	57.706		-33.58
	B29	57.328		33.32

Tableau 5.5 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres secondaires (40x30) les plus sollicitées sous la combinaison d'action **G + Q ± E** :

	poutre les plus sollicitées	sollicitations maximales sous G + Q ± E		Effort tranchant(KN)
		moment fléchissant M (KN.m)		
		M _{inf}	M _{sup}	
PS	zone 1			
	B37	27.653	-33.208	27.653
	B53	37.256	-40.491	28.97
	zone2			
	B37	44.965	-51.429	39.57
	B53	54.975	-57.368	-36.09
	zone3			
	B36	60.281	-66.968	-45.22
	B53	61.487	-63.203	43.19
	zone4			
	B36	65.494	-72.286	-49.00
	B53	62.225	-64.372	43.56

Tableau 5.6 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres principale les plus sollicités sous la combinaison d'action : $0,8G \pm E$:

	poutre les plus sollicitées	solllicitations maximales sous $0,8G \pm E$		Effort tranchant(KN)
		moment fléchissant M (KN.m)		
		M_{inf}	M_{sup}	
PS	zone 1			
	B37	22.73	-27.305	-21.14
	B53	37.495	-40.252	28.16
	zone2			
	B37	35.855	-41.179	-28.85
	B53	55.057	-57.286	38.87
	zone3			
	B36	52.31	-57.871	-39.45
	B53	61.442	-63.247	42.58
	zone4			
	B36	55.81	-61.442	-41.47
	B53	62.098	-63.615	43.00

M_{sup} : moment utilisée pour ferrailage de l'armature supérieure

M_{inf} : moment utilisée pour ferrailage de l'armature inférieure

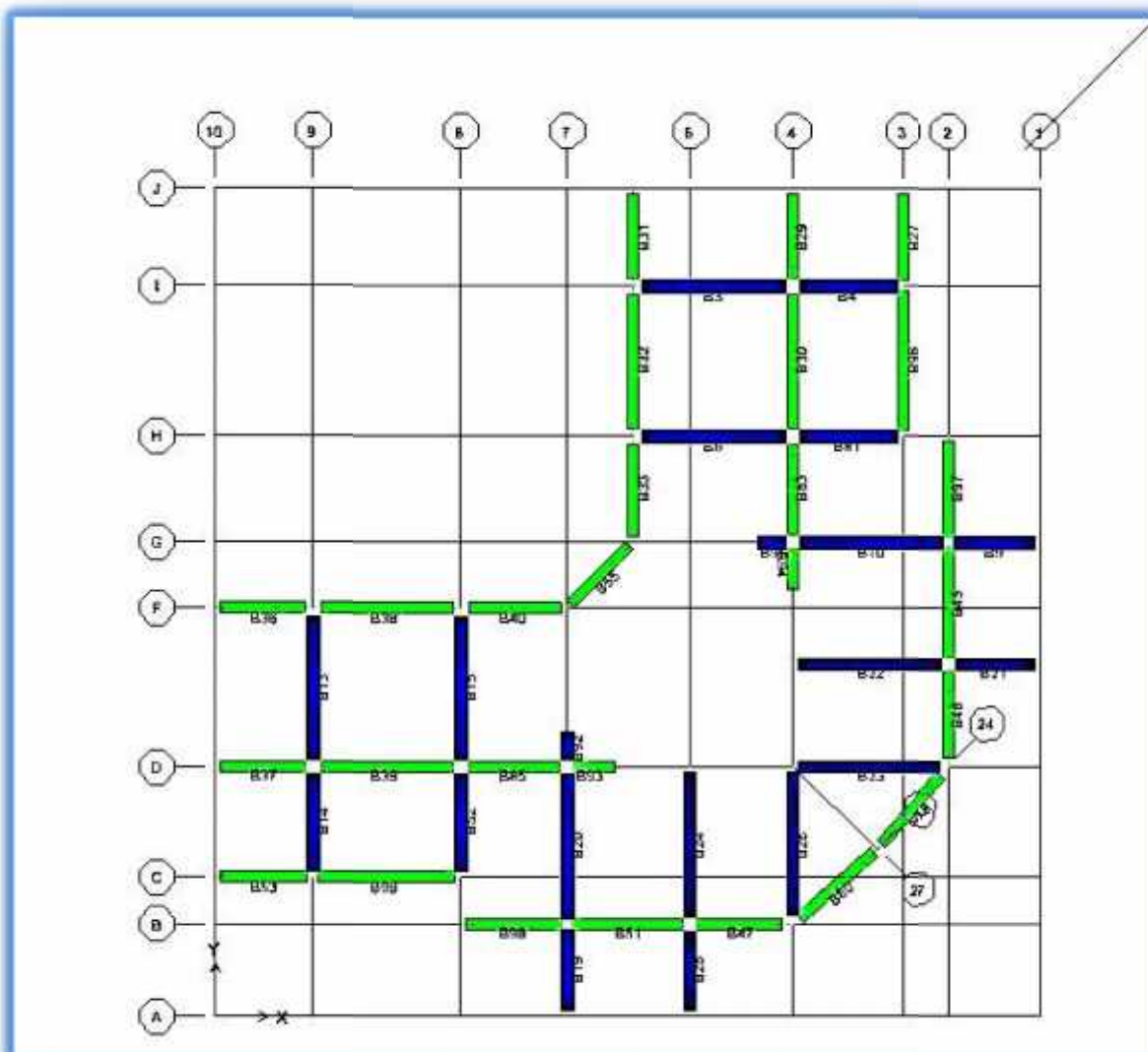


Figure 5.1 : Numérotation utilisée pour les poutres

Tableau 5.7 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

zone	section	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone1	55x55	C23	N max	M _{corr}	-2944.23	-12.052	-8.79
		C20	N min	M _{corr}	-1617.73	-53.97	40.58
		C7	M max	N _{corr}	-1924.11	-75.481	-45.66
zone2	50x50	C23	N max	M _{corr}	-2164.39	-35.688	-24.45
		C31	N min	M _{corr}	-1106.88	45.5	-35.25
		C7	M max	N _{corr}	-1243.41	-64.616	-44.19
zone3	45x45	C23	N max	M _{corr}	-1464.08	-40.121	-27.65
		C31	N min	M _{corr}	-656.94	47.384	-36.63
		C7	M max	N _{corr}	-765.44	-65.351	-44.86
zone4	40x40	C23	N max	M _{corr}	-823.96	-42.209	-28.97
		C31	N min	M _{corr}	-133.54	67.658	-46.72
		C7	M max	N _{corr}	-147.74	101.068	-65.5

Tableau 5.8 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action $G + Q \pm E$:

zone	section	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone1	55x55	C23	N max	M _{corr}	-2193.08	32.2	-12.04
		C6	N min	M _{corr}	-913.56	40.415	-24.31
		C7	M max	N _{corr}	-1538.76	66.713	-35.77
zone2	50x50	C23	N max	M _{corr}	-1621.23	-47.347	-29.84
		C6	N min	M _{corr}	-627.5	45.77	27.63
		C31	M max	N _{corr}	-918.54	-68.174	-45.33
zone3	45x45	C23	N max	M _{corr}	-1101.05	-51.539	-34.64
		C20	N min	M _{corr}	-380.44	41.743	37.43
		C7	M max	N _{corr}	-549.50	-69.826	-47.41
zone4	40x40	C23	N max	M _{corr}	-620.72	-51.327	-35.05
		C20	N min	M _{corr}	-79.09	-61.012	52.55
		C7	M max	N _{corr}	-97.88	83.886	-40.80

Tableau 5.9 : moment fléchissant et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'action $0,8G \pm E$:

zone	section	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone1	55x55	C23	N max	M _{corr}	-1480.32	-28.99	-9.71
		C6	N min	M _{corr}	-533.63	26.1	16.79
		C31	M max	N _{corr}	-946.72	-46.95	-28.75
zone2	50x50	C23	N max	M _{corr}	-979.21	-43.984	-26.68
		C6	N min	M _{corr}	-310.78	27.706	22.56
		C31	M max	N _{corr}	-657.42	54.529	-36.04
zone3	45x45	C23	N max	M _{corr}	-639.52	-47.69	-30.37
		C6	N min	M _{corr}	-176.05	27.499	23.36
		C31	M max	N _{corr}	-395.44	-55.755	-37.82
zone4	40x40	C23	N max	M _{corr}	-426.57	-40.371	-27.53
		C6	N min	M _{corr}	-50.76	59.165	35.21
		C31	M max	N _{corr}	-62.32	66.366	23.53

Tableau 5.10 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** :

zone	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
tous les niveaux	C42	N max	M _{corr}	-1691.97	-9.87	-7.27
		N min	M _{corr}	-105.89	55.16	84.50
		M max	N _{corr}	-105.89	55.16	82.50
	C43	N max	M _{corr}	-1711.63	-12.877	-9.52
		N min	M _{corr}	-107.34	51.24	-32.19
		M max	N _{corr}	-107.34	51.24	-32.19

Tableau 5.11 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action **G+Q±E**:

zone	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
tous les niveaux	C42	N max	M _{corr}	-1560.72	-70.563	-18.03
		N min	M _{corr}	-50.61	73.059	31.51
		M max	N _{corr}	-50.61	73.059	31.51
	C43	N max	M _{corr}	-1555.96	-58.39	-12.64
		N min	M _{corr}	-53.7	79.04	13.61
		M max	N _{corr}	-53.7	79.04	13.61

Tableau 5.12 : moment fléchissant et effort tranchant des poteaux (C42 et C43) sous la combinaison d'action **0.8G±E**:

zone	poteaux	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
tous les niveaux	C42	N max	M _{corr}	-1191.25	-68.46	-16.36
		N min	M _{corr}	-28.72	70.57	33.16
		M max	N _{corr}	-28.72	70.57	33.16
	C43	N max	M _{corr}	-1181.75	-58.14	-11.72
		N min	M _{corr}	-31.39	68.40	18.01
		M max	N _{corr}	-31.39	68.40	18.01

Remarque :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs pour les poteaux et les poutres, on décompose notre bâtiment en (04) zones :

- les niveaux (RDC-1-2) Zone 1
- les niveaux (3-4-5) Zone 2
- les niveaux (6-7-8) Zone 3
- les niveaux (9-10-11-12) Zone 4

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone1	VL1	N max	M _{corr}	-1991.32	-5108.873	-759.5
		M max	N _{corr}	-1991.32	-5108.873	
	VL2	N max	M _{corr}	-7179.66	-9417.795	-1431.49
		M max	N _{corr}	-7179.66	-9417.795	
	VL3	N max	M _{corr}	-2463.93	-620.379	210.20
		M max	N _{corr}	-2463.93	-620.379	
	VL4	N max	M _{corr}	-3216.90	3351.455	-471.81
		M max	N _{corr}	-3216.90	3351.455	
	VL5	N max	M _{corr}	-1253.23	-404.17	-131.18
		M max	N _{corr}	-1253.23	-404.17	
	VL6	N max	M _{corr}	-4158.53	22993.40	1393.49
		M max	N _{corr}	-4158.53	22993.40	
	VL7	N max	M _{corr}	-6429.89	-3011.10	688.66
		M max	N _{corr}	2796.28	3023.02	
VL8	N max	M _{corr}	-2096.42	-201.158	-71.32	
	M max	N _{corr}	-2096.42	-201.158		

TAB 5.13 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone1) sous la combinaison d'action $G+Q\pm E$

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone1	VL1	N max	M _{corr}	-1000.27	5060.458	760.74
		M max	N _{corr}	-1000.27	5060.458	
	VL2	N max	M _{corr}	2413.01	-5933.824	-1439.15
		M max	N _{corr}	2413.01	-5933.824	
	VL3	N max	M _{corr}	-903.74	749.151	-196.78
		M max	N _{corr}	-903.74	749.151	
	VL4	N max	M _{corr}	-518.61	3221.732	430.14
		M max	N _{corr}	-518.61	3221.732	
	VL5	N max	M _{corr}	1414.89	-1331.448	-103.52
		M max	N _{corr}	1414.89	-1331.448	
	VL6	N max	M _{corr}	-3157.68	-23114.12	-1392.76
		M max	N _{corr}	-3157.68	23114.12	
	VL7	N max	M _{corr}	2199.37	-5933.19	688.32
		M max	N _{corr}	2199.37	-5933.19	
VL8	N max	M _{corr}	-1307.40	703.491	-71.32	
	M max	N _{corr}	-1307.40	703.491		

TAB 5.14 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone1) sous la combinaison d'action **0.8G±E**:

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone2	VL1	N max	M _{corr}	-1282.10	-1257.067	238.51
		M max	N _{corr}	-1282.10	-1257.067	
	VL2	N max	M _{corr}	-3267.60	-4831.966	-1646.966
		M max	N _{corr}	-3267.60	-4831.966	
	VL3	N max	M _{corr}	-1243.89	-84.116	-79.49
		M max	N _{corr}	-1243.89	-84.116	
	VL4	N max	M _{corr}	-2198.11	-986.30	-205.48
		M max	N _{corr}	-2198.11	-986.30	
	VL5	N max	M _{corr}	-800.37	-141.028	-68.028
		M max	N _{corr}	-800.37	-141.028	
	VL6	N max	M _{corr}	-2627.46	-9374.238	-1053.31
		M max	N _{corr}	-2627.46	-9374.238	
	VL7	N max	M _{corr}	-2996.68	-1562.437	628.47
		M max	N _{corr}	-2996.68	-1562.437	
VL8	N max	M _{corr}	-1951.57	-830.009	102.98	
	M max	N _{corr}	-1951.57	-830.009		

TAB 5.15 : moment fléchissant et effort tranchant des voile (zone1) sous la combinaison d'action $G+Q\pm E$

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone2	VL1	N max	M _{corr}	-234.98	1199.67	-237.87
		M max	N _{corr}	-234.98	1199.67	
	VL2	N max	M _{corr}	972.28	-1749.92	-1333.39
		M max	N _{corr}	972.28	-1749.92	
	VL3	N max	M _{corr}	275.48	175.695	-84.77
		M max	N _{corr}	275.48	175.695	
	VL4	N max	M _{corr}	-206.8	1062.983	-263.74
		M max	N _{corr}	-206.8	1062.983	
	VL5	N max	M _{corr}	616.79	-336.875	-95.20
		M max	N _{corr}	616.79	-336.875	
	VL6	N max	M _{corr}	-1190.06	-9363.056	1051.61
		M max	N _{corr}	-234.30	122.47	
	VL7	N max	M _{corr}	-932.859	-2243.81	615.51
		M max	N _{corr}	-932.859	-2243.81	
VL8	N max	M _{corr}	-608.67	307.13	-55.35	
	M max	N _{corr}	-608.67	307.13		

TAB 5.16 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone2) sous la combinaison d'action **0.8G±E**:

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone3	VL1	N max	M _{corr}	-647.19	-603.376	231.2
		M max	N _{corr}	-647.19	-603.376	
	VL2	N max	M _{corr}	-1080.65	-2171.216	-1080.65
		M max	N _{corr}	-1080.65	-2171.216	
	VL3	N max	M _{corr}	-499.77	-100.295	6.84
		M max	N _{corr}	-210.47	138.66	
	VL4	N max	M _{corr}	-1134.53	-351.803	245.95
		M max	N _{corr}	245.95	494.062	
	VL5	N max	M _{corr}	-408.51	-113.034	-19.38
		M max	N _{corr}	-408.51	-113.034	
	VL6	N max	M _{corr}	-1320.05	-2951.469	-615.27
		M max	N _{corr}	-1320.05	-2951.469	
	VL7	N max	M _{corr}	1079.59	-724.30	-381.96
		M max	N _{corr}	1079.59	-724.30	
VL8	N max	M _{corr}	-332.99	-55.918	-98.36	
	M max	N _{corr}	-332.99	-55.918		

TAB 5.17 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone3) sous la combinaison d'action $G+Q\pm E$

zone	voile	Sollicitations		N (KN)	M(KN.m)	effort tranchant (KN)
zone3	VL1	N max	M _{corr}	-326.12	572.59	231.91
		M max	N _{corr}	-326.12	572.59	
	VL2	N max	M _{corr}	1892.36	-2659.304	-1040.03
		M max	N _{corr}	1892.36	-2659.304	
	VL3	N max	M _{corr}	-450.71	-112.65.	-48.68
		M max	N _{corr}	212.95	115.331	
	VL4	N max	M _{corr}	-926.72	-379.288	227.46
		M max	N _{corr}	-99.83	466.576	
	VL5	N max	M _{corr}	436.16	-207.534	-36.54
		M max	N _{corr}	436.16	-207.534	
	VL6	N max	M _{corr}	-996.93	-2945.626	613.85
		M max	N _{corr}	-996.93	-2945.626	
	VL7	N max	M _{corr}	-599.92	-1445.23	366.10
		M max	N _{corr}	-599.92	-1445.23	
	VL8	N max	N _{cor}	-499.21	215.174	-35.57
		Mmax	M _{cor}	-499.21	215.174	

TAB 5.18 : moment fléchissant et effort tranchant des voiles (zone3) sous la combinaison d'action $0.8G \pm E$:

Remarque :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs pour les voiles, on décompose notre bâtiment en (03) zones :

- les niveaux (RDC-1-2-3-4) Zone 1
- les niveaux (5-6-7-8) Zone 2
- les niveaux (9-10-11-12) Zone 3

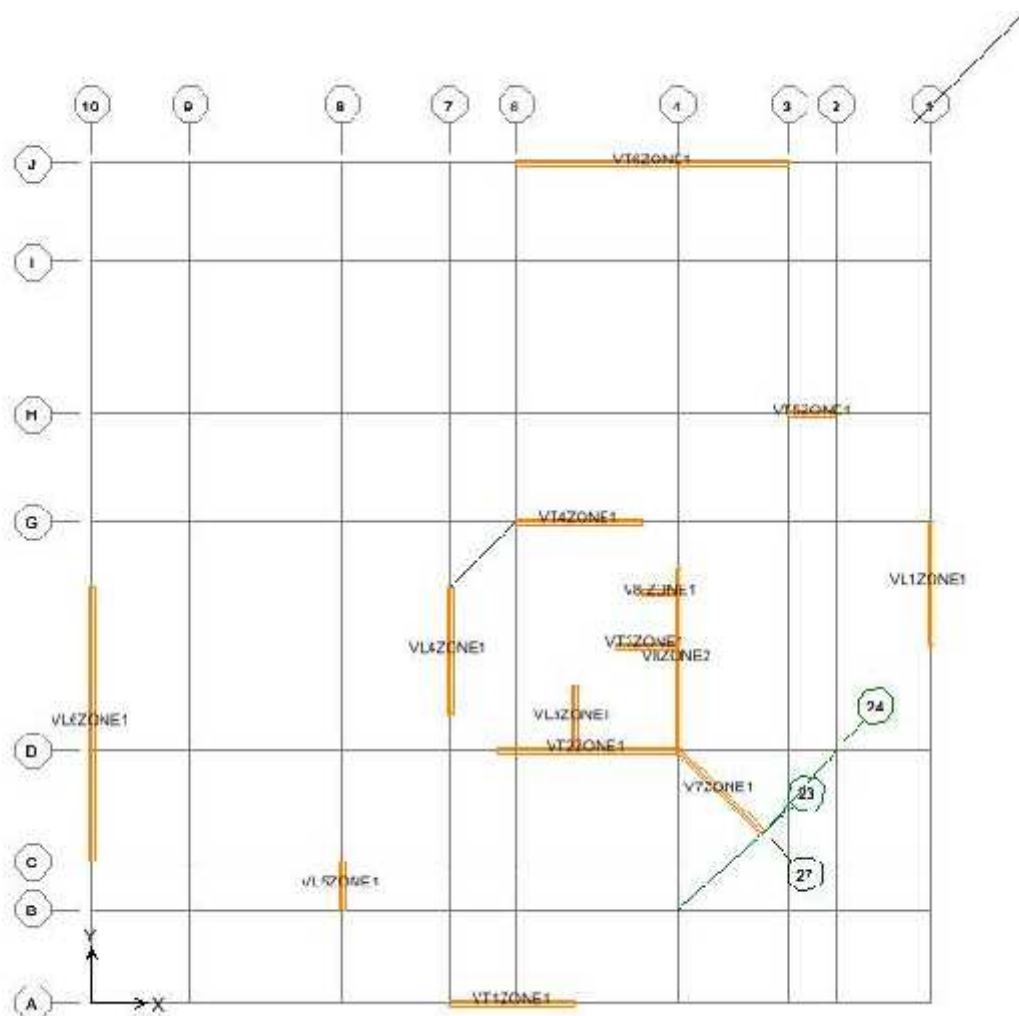


Figure 4.3 : Numérotation utilisée pour les voiles

Introduction :

Après avoir calculé toutes les charges auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder au calcul de leurs ferrailages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé, à savoir : CBA93, BAEL91 et RPA99 version 2003.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'acier nécessaire pour assurer les critères relatifs à la résistance, ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

6.1. Ferrailages des poutres :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone III**

- Poutres principales : **(b, h) = (30,45)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (30,40)**

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q.$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

$$\text{Sismique : } \begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

6.1.1 Recommandations du RPA99 (Version 2003):

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre
0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

$$\text{Poutres principales (30 x 45)} \implies A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 40)} \implies A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement.

- en zone courante :

$$\text{Poutres principales (30 x 45)} \implies A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 40)} \implies A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

- en zone de recouvrement :

$$\text{Poutres principales (30 x 45)} \implies A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 40)} \implies A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø zone III**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S. b$$

➤ l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1)$$

Avec :

\varnothing_1 : c'est la valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

➤ La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	45	30	3	40.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable

Tableau 6.1: caractéristiques des poutres

6.1.2 Calcul de ferrailage :

a) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

b) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

e) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\bar{E} A_{sc} = 0$.

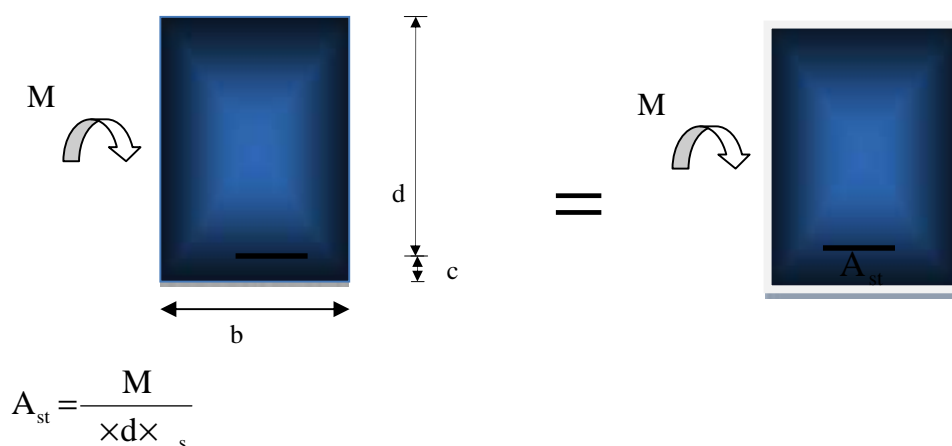
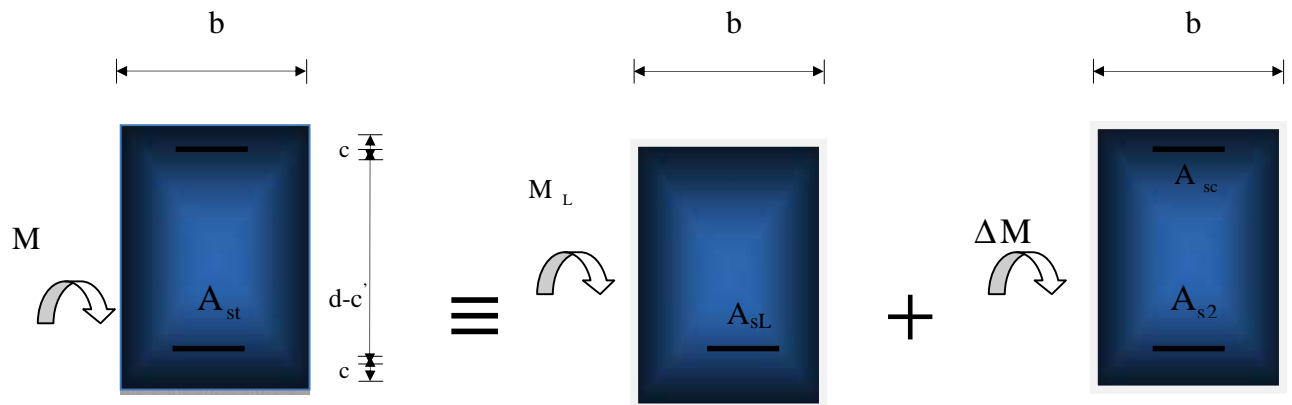


Fig.6.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

➤ 2^{ème} cas : $\eta \geq \eta_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{L \times d \times \sigma_s} + \frac{M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Fig.6.2 : Disposition des armatures SDA

6.1.3 Les vérifications de BAEL91 :

➤ La condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

➤ L'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

6.1.4 Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\dagger_b = K \cdot \dagger_s \Rightarrow \dagger_s = \frac{M_{ser}}{S \cdot d \cdot A}$$

$$\Rightarrow \dots_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow S \text{ et } K$$

- État limite d'ouvertures des fissures :

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

- État limite de déformation du béton :

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_o : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

6.1.5 Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

a) Calcul des armatures longitudinales :

Poutres porteuses (poutres principales) (30x45) :

- **Ferrailage en travée :**

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée est la poutre **B6**, sous la combinaison d'action : **1.35G+1.5Q** , avec : $M_{travée} = 62.521$ kN.m.

- Section d'armature inférieure en travée :

- Procédure de calcul :

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \\ f_{bu} &= \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \mu = 0.089$$

- Calcul du moment réduit limite :

$$FE400 \left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ \mu_l = 0.392 \end{array} \right\}$$



$\mu = 0.089$ μ_l section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.117$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.953$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{d \times \beta \times \sigma_s} = 4.65 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage sur appuis : (sous le moment négatif en appuis : armatures supérieures en appuis) :

$$M_{\text{sup}} = -83.415 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0.117$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ Mpa}$$

- Calcul du moment réduit limite :

FE400

$$\gamma_s = 1.15$$



$$\mu_l = 0.392$$

$\mu = 0.117$ μ_l section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938 \quad A_s = \frac{M}{d \times \beta \times \sigma_s} = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

- Ferrailages sur appuis (Sous le moment positif en appuis : armatures inférieures en appuis) :

$$M_{\text{sup}} = -46.083 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0.065$$

- Calcul du moment réduit limite :
FE400

$$\gamma_s = 1.15 \quad \longrightarrow \quad \mu_l = 0.392$$

$\mu = 0.117$ μ_l \longrightarrow section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966 \quad A_s = \frac{M}{d \times \beta \times \sigma_s} = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

6.1.6. Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

➤ Poutres principales (30x45) :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (04) zones :

- les niveaux (RDC-1-2) Zone 1
- les niveaux (3-4-5) Zone 2
- les niveaux (6-7-8) Zone 3
- les niveaux (9-10-11-12) Zone 4

❖ Ferrailage des poutres principales :

ZONE	M (KN.m)			As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)
ZONE1	Sur appuis	Sup	-83.415	5.49	6.75	6T12	6.77
		inf	46.083	2.94		3T12	3.38
	En travée		62.521	4.65		3T12	3.38
ZONE2	Sur appuis	Sup	-94.495	6.29	6.75	6T12	6.77
		inf	47.058	3.01		3T12	3.38
	En travée		63.606	4.74		3T12	3.38
ZONE3	Sur appuis	Sup	- 100.816	6.74	6.75	3T14+ 2T12	6.88
		inf	49.403	3.16		3T14	4.62
	En travée		65.227	4.87		3T14	4.62
ZONE4	Sur appuis	Sup	- 110.654	7.47	6.75	3T14+2T12	6.88
		inf	59.163	3.82		3T14	4.62
	En travée		78.858	5.95		3T14	4.62

Tableau 6.3 : ferrailages des poutres principales

❖ **Ferrailage des poutres secondaires :**

ZONE	M (KN.m)			As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)
ZONE1	Sur appuis	Sup	-40.491	2.92	6	3T12+2T14	6.47
		inf	27.653	1.97		3T12+2T14	6.47
	En travée		18.077	1.47		3T12	3.38
ZONE2	Sur appuis	Sup	-57.368	4.21	6	3T12+2T14	6.47
		inf	55.057	4.033		3T12+2T14	6.47
	En travée		34.501	2.84		3T12	3.38
ZONE3	Sur appuis	Sup	-66.968	4.97	6	6T12	6.77
		inf	61.487	4.53		6T12	6.77
	En travée		47.471	3.97		3T12	3.38
ZONE4	Sur appuis	Sup	-72.286	5.39	6	6T12	6.77
		inf	65.494	4.85		6T12	6.77
	En travée		57.706	4.88		3T12	3.38

Tableau 6.4 : ferrailages des poutres secondaires

❖ **Vérification à l'ELU :**

a) **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

✓ **Poutres principales (30×45) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ **Poutres secondaires de (30×40):**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ La condition est vérifiée.}$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91) :

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

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max a l'ELU

○ Poutres principales : $\tau_u = \frac{18450 \times 10}{300 \times 405} = 1,51 \text{ Mpa}$

○ Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{33580 \times 10}{30 \times 360} = 3,10 \text{ Mpa}$

La fissuration est peu nuisible $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\alpha_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

✓ Poutres principales : $\tau_u = 1,51 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

✓ Poutres secondaires : $\tau_u = 3,10 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger une section d'armatures pour

équilibrer un moment égal à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ Tel que $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

✓ Poutres principales : $\left(18,45 - \frac{65,51}{0,9 \times 0,405} \right) \times \frac{1}{348} = -0,48 < 0$

Condition vérifiée. ⇒

✓ Poutres secondaires : $\left(33,58 - \frac{57,706}{0,9 \times 0,36} \right) \times \frac{1}{348} = -0,42 < 0$

Condition vérifiée. ⇒


Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :** (article A.5.1.32 du BAEL 91) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\alpha_b}$$


- ✓ **Poutres principales :**

$$T_u = 18,45 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,405 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 729 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée. 

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$T_u = 33,58 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,36 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 648 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée 

- c) **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

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

Avec :

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

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- ✓ **Poutres principales :**

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 13,18 \text{ cm}$$

$$\ddagger_{se}^{\max} = \frac{18.45 \times 10^3}{0,9 \times 405 \times 131.88} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\ddagger}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,304 \text{ cm}$$

$$\ddagger_{se}^{\max} = \frac{33.58 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 113,04} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\ddagger}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\text{La longueur de scellement droit des barres : } l_s = \frac{W_s \cdot f_e}{4 \times \ddagger_{su}}$$

$$\text{Avec : } \ddagger_{su} = 0,6 \times E_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les } 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 12 : l_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 \cdot l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

$$\text{Pour les } 16 : l_a = 22,58 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 14 : l_a = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 12 : l_a = 16,92 \text{ cm}$$

6.1.7. Calcul des armatures transversales :

✓ Poutre principale :

a. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = 1,285 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 12,85 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Soit : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Calcule des espacements :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12w \right)$$

$$St \leq \min (11,25 ; 14,4) \quad \text{soit } St \geq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } St' \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = 20 \text{ cm.}$$

✓ Poutre secondaire :

a. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = 1,142 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Soit : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Calcule des espacements :

Zone nodale : $St \min \left(\left\{ \frac{h}{4}; 12w \right\} \right)$

$St \min (10 ; 14.4)$ soit $St = 10\text{cm}$ \longrightarrow

Zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 20\text{ cm}$ \longrightarrow soit $St = 20\text{cm}$.

c. Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2 \times h$

$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Donc on aura : $h' = 60\text{ cm}$

✓ **Poutre principale :**

$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90\text{cm}$

✓ **Poutre secondaire :**

$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Remarque :

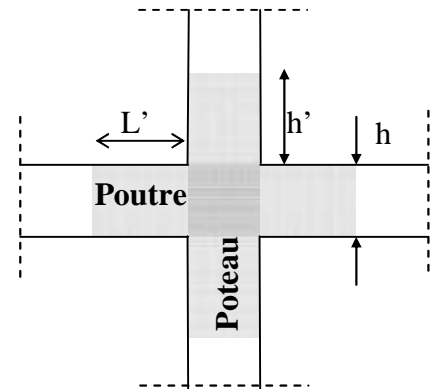
Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus de nu d'appuis ou de l'encastrement.

d. Section d'armature des barres transversales RPA₉₉ :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1.80\text{ cm}^2$ pour les poutres principales

$At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1.80\text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires



6.1.8 Vérification à l'ELS :

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

- État limite d'ouverture de fissure (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{S_1 d A_s}$$

$$\text{On détermine } \dots_1 = \frac{100 A_s}{bd} \text{ pour obtenir } s \text{ et } K$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

zone	M_{smax}	$A_{sadopté}$	1	1	K	$s[Mpa]$	$bc[Mpa]$	q_{bc} [Mpa]	observation
zone1	45.26	3.38	0,278	0.917	45.24	360.55	7.96	15	vérifiée
zone2	40.05	3.38	0.278	0.917	45.24	319.05	7.05	15	vérifiée
zone3	47.22	4.62	0.380	0.905	37.63	278.86	7.41	15	vérifiée
zone4	57.59	4.62	0.380	0.905	37.63	340.09	9.03	15	vérifiée

Tableau 6.5 : vérification des poutres principales en travée à l'ELS

Vérification du ferrailage des poutres principale sur appuis à l'ELS									
zone	M_{smax}	$A_{sadopté}$	1	1	K	$s[Mpa]$	$bc[Mpa]$	q_{bc} [Mpa]	observation
zone1	-67.39	6,47	0.533	0.891	30.87	288.64	9.35	15	vérifiée
zone2	-71.62	6.47	0.533	0.891	30.87	306.76	9.93	15	vérifiée
zone3	-75.60	6.77	0.557	0.889	30.04	310.15	10.32	15	vérifiée
zone4	-87.62	6.77	0.577	0.889	30.04	359.46	11.96	15	vérifiée

Tableau 6.6 : vérification des poutres principales sur appuis à l'ELS

Vérification du ferrailage des poutre secondaire en travée à l'ELS									
zone	M_{smax}	$A_{sadopté}$	1	1	K	$s[Mpa]$	$bc[Mpa]$	q_{bc} [Mpa]	observation
zone1	13.07	3.38	0.235	0.923	49.93	116.37	2.33	15	vérifiée
zone2	19.23	3.38	0.235	0.923	49.93	171.22	4.51	15	vérifiée
zone3	24.98	3.38	0.235	0.868	22.88	236.51	10.33	15	vérifiée
zone4	28.11	3.38	0.235	0.868	22.88	266.14	11.63	15	vérifiée

Tableau 6.7 : vérification des poutres secondaires en travée à l'ELS

Vérification du ferrailage des poutre secondaire en appuis à l'ELS									
zone	M_{smax}	$A_{sadopté}$	1	1	K	$s[Mpa]$	$bc[Mpa]$	q_{bc} [Mpa]	observation

zone1	-17.47	6,77	0.627	0.884	28.10	81.08	2.88	15	vérifiée
zone2	-29.91	6.77	0.627	0.884	28.10	138.82	4.94	15	vérifiée
zone3	-39.91	6.88	0.637	0.883	27.73	182.48	6.58	15	vérifiée
zone4	-47.57	6.88	0.637	0.883	27.73	217.51	7.84	15	vérifiée

Tableau 6.8 : vérification des poutres secondaires sur appuis à l'ELS

c) *État limite de déformation :*

✓ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{571}{500} = 1.142 \text{ cm}$$

La flèche tirée par etabs v 9.6.0 est : $f=0.297 \text{ cm}$

✓ **Poutres secondaires :**

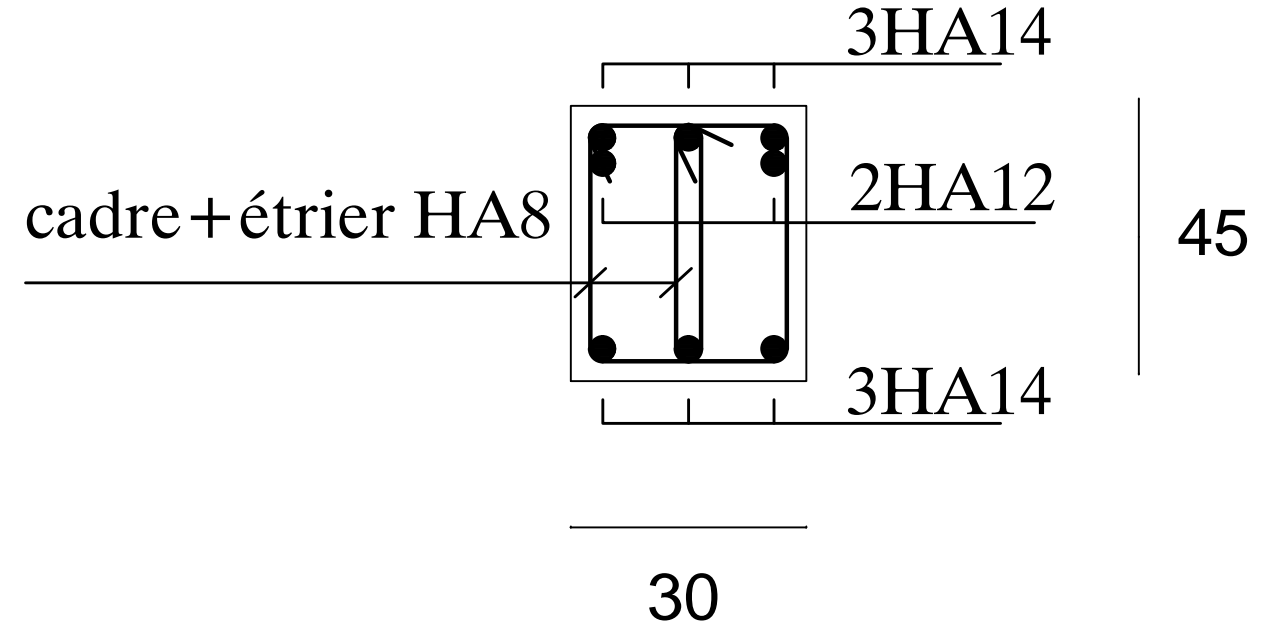
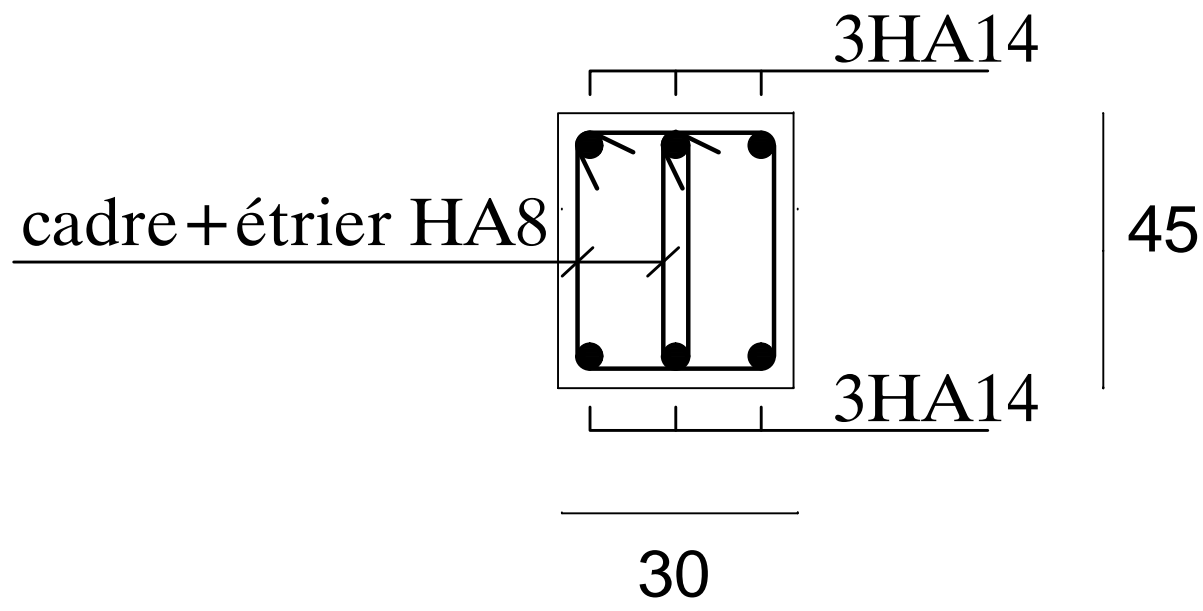
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{540}{500} = 1.08 \text{ cm}$$

La flèche tirée par etabs v 9.6.0 est : $f=0.033 \text{ cm}$

Conclusion :

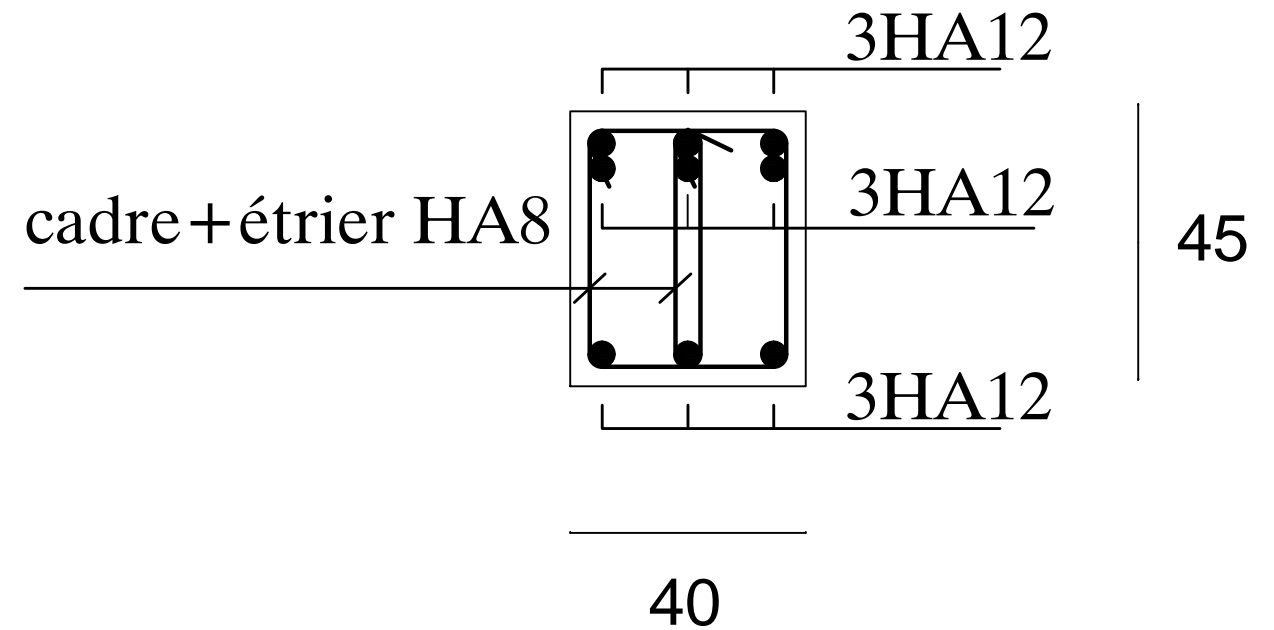
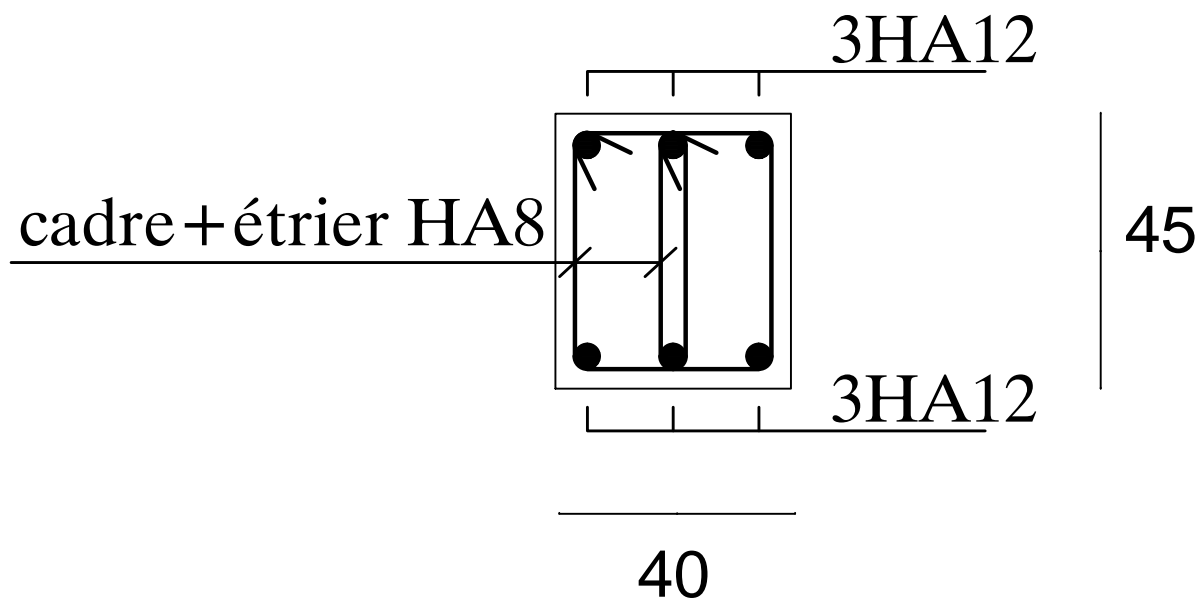
La flèche est vérifiée

ferraillage des poutres principales en zone 3 et 4



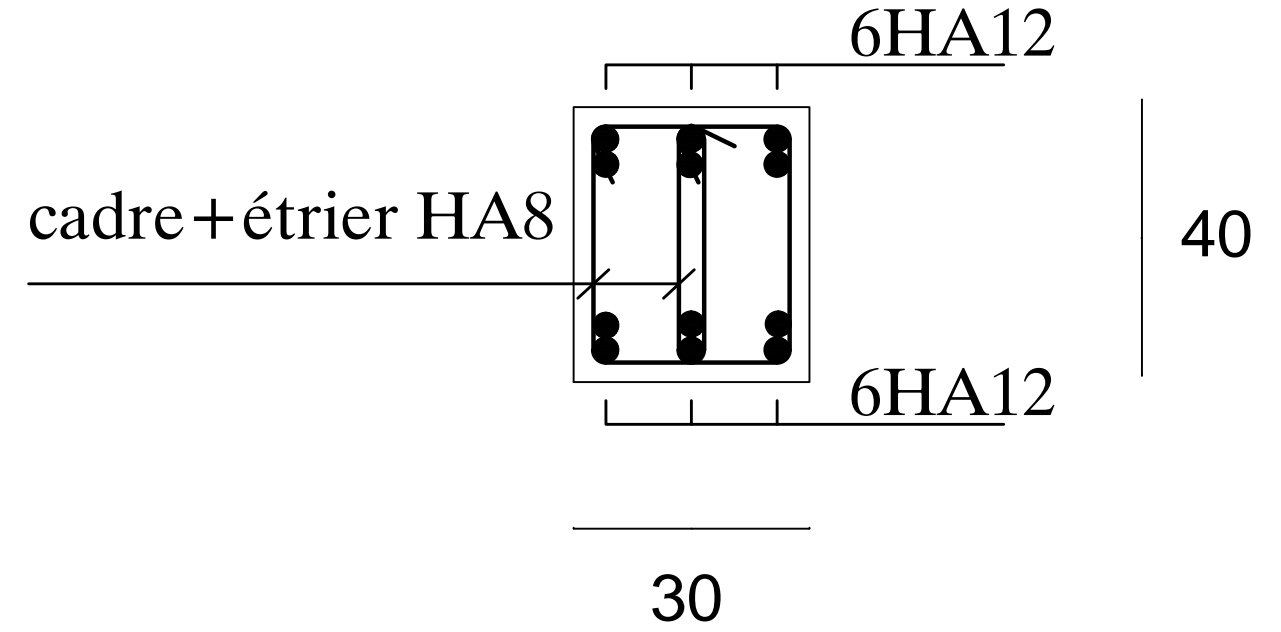
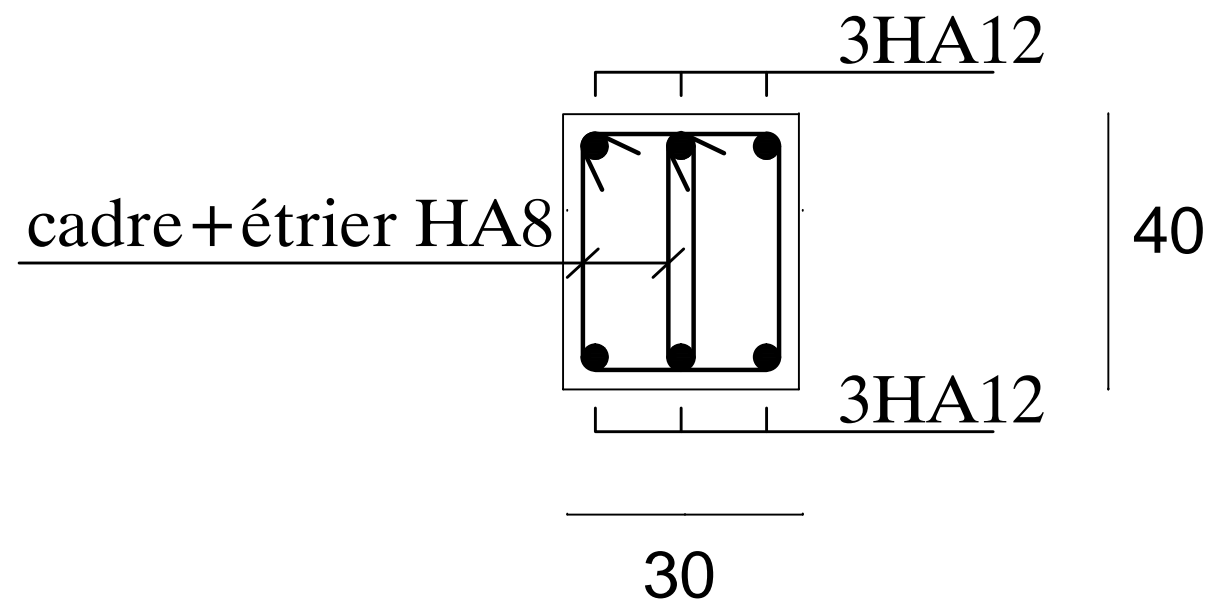
ferraillage sur appuis

ferraillage des poutres principales en zone 1 et 2



ferraillage sur appuis

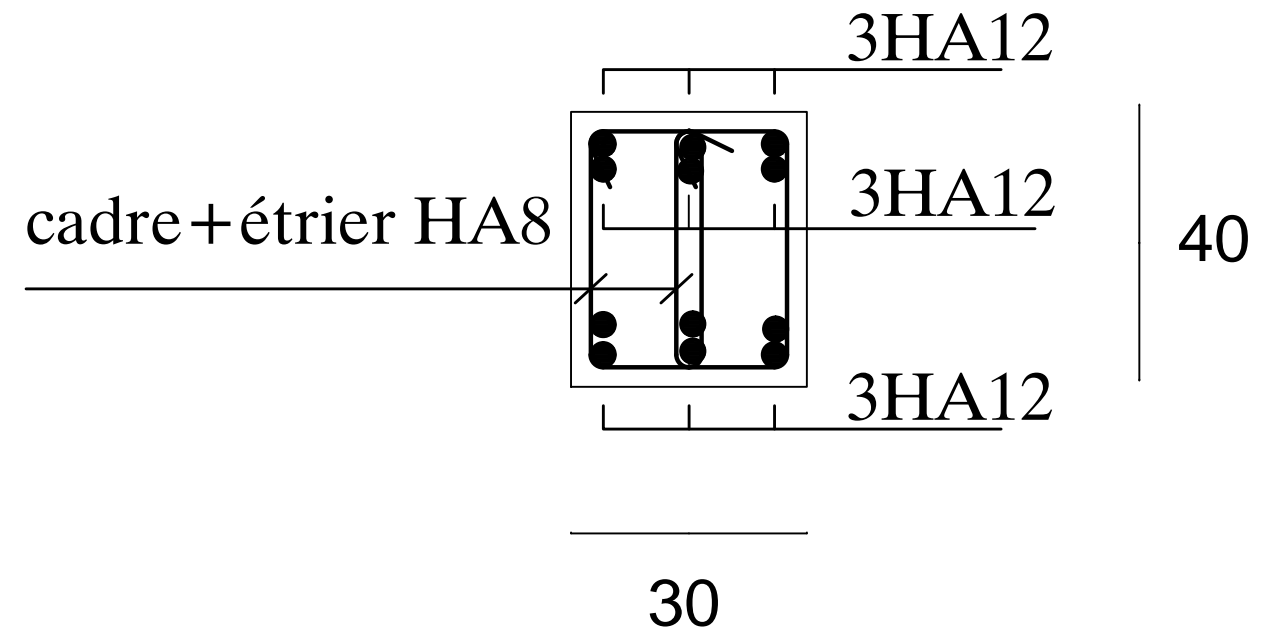
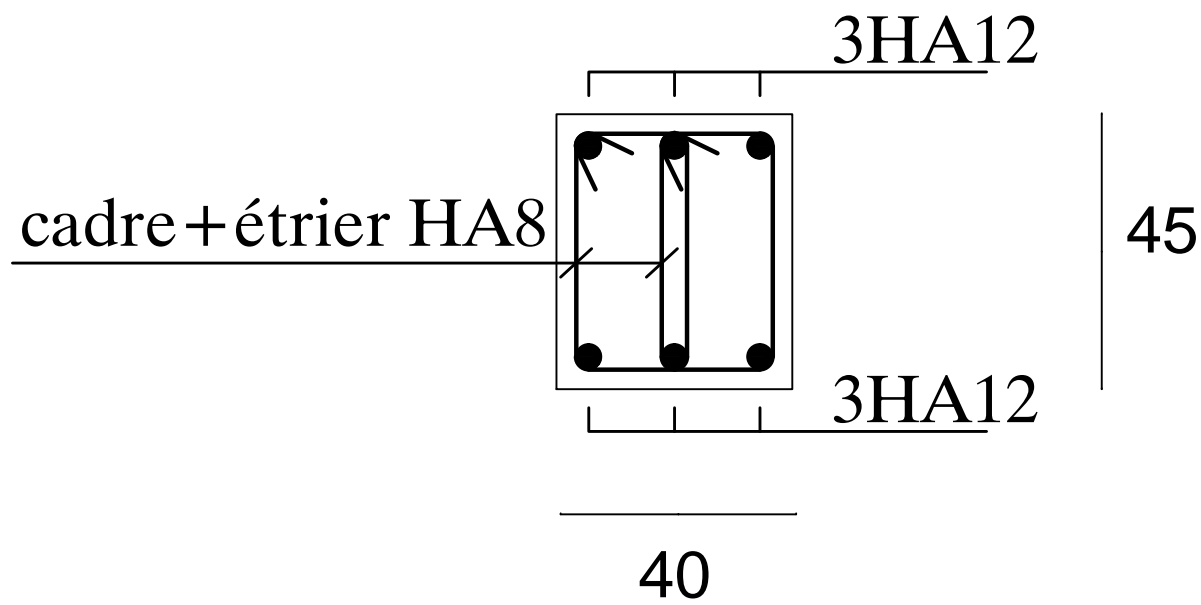
ferrailage des poutres secondaires en zone 3 et 4



^||æ||æ^A}Áæç...^

ferrailage sur appuis

ferrailage des poutres secondaires en zone 1 et 2

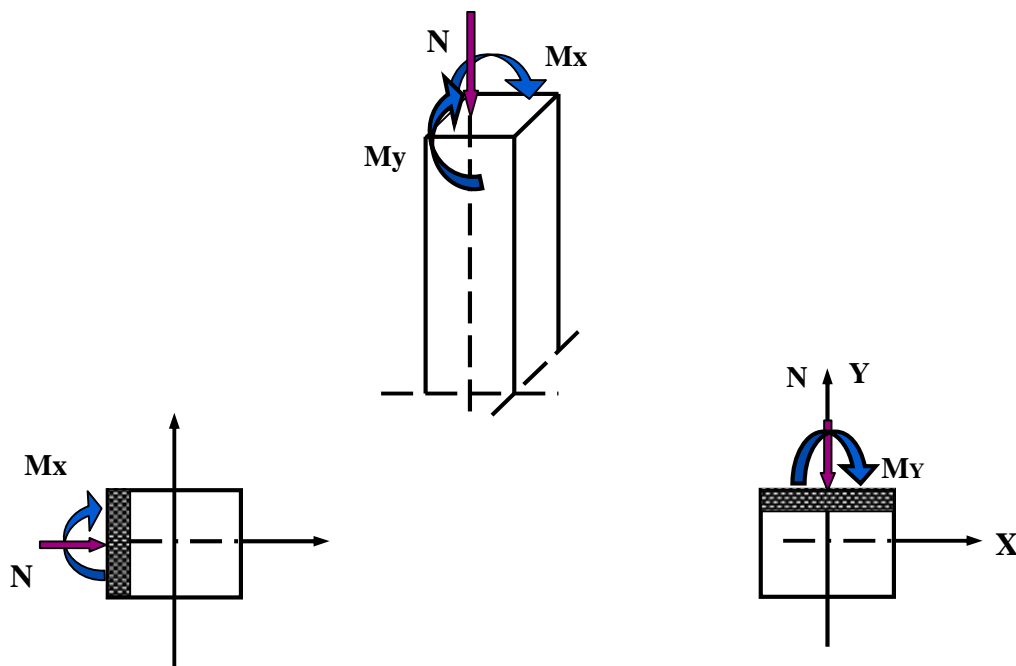


^||æ||æ^A}Áæç...^

ferrailage sur appuis

6.2 Ferrailages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux :**

Situation	Béton				Acier		
	χ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	χ_s	Fe (MPa)	\dagger_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau 6.9 : Caractéristiques mécanique des matériaux

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91** : (Situations durables)

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right\}$$

- ❖ **Selon RPA99** : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

6.2.1 Armatures longitudinale :

- **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

Ñ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

Ñ Leur pourcentage minimal est : 0.9%.....zone III.

- Poteau (55x55) : $A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.22 \text{ cm}^2$
- Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.50 \text{ cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.225 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.40 \text{ cm}^2$
- Poteau (P1) : $A_{\min} = 0.009 \times 2250 = 20.25 \text{ cm}^2$
- Poteau (P2) : $A_{\min} = 0.009 \times 2250 = 20.25 \text{ cm}^2$

Ñ Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

- Poteau (55x55) : $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 182 \text{ cm}^2$
- Poteau (50x50) : $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (P1) : $A_{\max} = 0.06 \times 2250 = 132 \text{ cm}^2$
- Poteau (P2) : $A_{\max} = 0.06 \times 2250 = 132 \text{ cm}^2$

Ñ Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$:

- Poteau (55x55) : $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$
- Poteau (50x50) : $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (P1) : $A_{\max} = 0.04 \times 2250 = 88 \text{ cm}^2$
- Poteau (P2) : $A_{\max} = 0.04 \times 2250 = 88 \text{ cm}^2$

Ñ Le diamètre minimum est : 12 mm

Ñ La longueur minimale des recouvrements : $50w_l$

Ñ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Ñ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b1, h1, 60\text{cm})$.

6.2.2 Armatures transversales :(Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003) :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\dots_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : armatures transversales.

\dots_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\dots_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \} _g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \} _g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\} _g$ élancement géométrique.

$$g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : l'élancement de flambement des poteaux.

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone III est fixée comme suit :

• **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm.}$$

• **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_1)$$

Avec : w est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale : (Art7.4.2 ,2/ RPA99 révisée 2003).**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

$$\text{Si } \} _g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\text{Si } \} _g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

Si $3 < \} _g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10w$ minimum.

-les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ *Calcul des armatures:*

Étapes de calcul en flexion composée :

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

M_f : Moment fictif.

➤ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$ Si $\mu < \mu_l$ la section est simplement armée.(SSA)

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée(SDA)
donc il faut calculer A_s et A'_s

Alors si : $\mu < \mu_l = 0,392$ (SSA)

En flexion simple : $A_1 = \frac{M_f}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$ et $A'_s = 0$

En flexion composée (section réelle) : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si : $\mu > \mu_l$ (SDA) on calcule : $M_r = \mu_l / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$; $M = M_f - M_r$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

En flexion simple : $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$, $A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$

En flexion composée: $A_s = A_1$ et $A'_s = A'_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$Nu(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') f_s}$$

$$A'_s = \frac{Nu - b \cdot h \cdot f_{bu}}{s} - A_s$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s = \frac{Nu - \times b \times h \times f_{bc}}{s} \text{ et } A'_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

6.2.3 Exemple de calcul :

En prend la zone 1 comme exemple de calcul :

	Combinaison Fondamentale		Combinaison accidentelle			
	1 ^{er} cas 1,35G + 1,5 Q		2 ^{ème} cas G + Q ± E		3 ^{ème} cas 0,8G ± E	
Section (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	M _{max} (kN)	N _{corr} (kN.m)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)
(55x55)	-2944.23	-12.052	66.713	-1538.76	-946.72	-46.95

Tableau 6.10 : sollicitations obtenue par ETABS pour

$$\left\{ \begin{array}{l} h=55\text{cm}, b=55\text{cm} \\ d=49.5\text{cm} \\ c=c'=4\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ 1^{er} cas :

Combinaison fondamentale 1,35G + 1,5Q

$$N_{max} = -2944.23\text{kN}$$

$$M_{corr} = -12.052\text{kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.052 \times 100}{2944.23} = 0.41\text{cme} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 23.5\text{cm}$$

On vérifie : $(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

$$(d - c') N_u - M_f = 635.68 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 655.26 \text{ kn.m}$$

Section partiellement comprimée

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 703.94 \text{ knm}$$

$$\text{On a : } 635.68 < 655.26$$

Donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{703.94 \times 100}{55 \times 49.5^2 \times 14.17} = 0.368$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.392$ — section simplement armée

Alors : $\mu = 0.368$, ce qui va nous donner : $\beta = 0.757$

Dans ce cas :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{70394 \times 100}{0.757 \times 49.5 \times 348} = 5.39 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 0$$

➤ 2^{ème} cas :

Combinaison fondamentale **G + Q ± E**

$$M_{max} = 66.713 \text{ kN}$$

$$N_{corr} = -1538.76 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{66.713 \times 100}{1538.76} = 4.3 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} e < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 23.5 \text{ cm}$$

On vérifie : $(d - c') N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

$$(d - c') N_u - M_f = 271.81 \text{ kN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 854.65 \text{ kN.m}$$

Section partiellement comprimée

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 428.32 \text{ kNm}$$

$$\text{On a : } 271.8 < 854.65$$

Donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{428.32 \times 100}{55 \times 49.5^2 \times 18.47} = 0.172$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.379$ — section simplement armée

Alors : $\mu = 0.172$, ce qui va nous donner : $\beta = 0.905$

Dans ce cas :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{428.32 \times 100}{0.905 \times 49.5 \times 400} = 2.39 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 0$$

➤ 3^{ème} cas :

Combinaison fondamentale **0,8G ± E**

$$N_{min} = -946.72 \text{ kN}$$

$$M_{corr} = -46.95 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{46.95 \times 100}{946.72} = 4.95 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} e < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 23.5 \text{ cm}$$

On vérifie : $(d - c') N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

$$(d - c') N_u - M_f = 161.33 \text{ kN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 854.65 \text{ kN.m}$$

Section partiellement comprimée

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 269.42 \text{ kNm}$$

$$\text{On a : } 161.33 < 854.65$$

Donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{269.42 \times 100}{55 \times 49.5^2 \times 18.47} = 0.108$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.379$ section simplement armée

Alors : $\mu = 0.108$, ce qui va nous donner: $\beta = 0.943$

Dans ce cas :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{269.42 \times 100}{0.943 \times 49.5 \times 400} = 1.44 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 0$$

- Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau ci-dessus :

zone	N (KN)0.00	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{RPA}	Choix des barres	A adoptée
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
zone1	N _{max} =-2944.23	M _{cor} = -12.052	55x55	5.39	27.22	4T20+8T16	28.64
	N _{min} = -1617.73	M _{cor} = -53.97		3.44			
	N _{cor} =-1924.11	M _{max} = -75.481		3.52			
zone2	N _{max} =-2164.89	M _{cor} = -35.688	50x50	4.01	22.5	12T16	24.11
	N _{min} = -1106.88	M _{cor} = 45.5		1.99			
	N _{cor} = -1243.41	M _{max} =-64.616		2.84			
zone3	N _{max} =-1464.08	M _{cor} = -40.121	45x45	2.69	18.23	4T16+8T14	20.36
	N _{min} = -656.94	M _{cor} = 47.384		1.32			
	N _{cor} = -765.44	M _{max} =-65.351		1.65			
zone4	N _{max} =-823.96	M _{cor} = -42.209	40x40	1.61	14.4	8T16	16.08
	N _{min} = -133.54	M _{cor} = 67.658		0.76			
	N _{cor} = -147.74	M _{max} =101.068		1.09			
poteau c 42	N _{max} = - 1691.97	M _{cor} = 9.87	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	N _{min} = - 105.89	M _{cor} = 55.16		0			
	N _{cor} = -105.89	M _{max} = 55.16		0			
poteau c 43	N _{max} = - 1711.63	M _{cor} = 12.877	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	N _{min} = - 107.34	M _{cor} = 51.24		0			
	N _{cor} = - 107.34	M _{max} = 51.24		0			

Tableau 6.11: Ferrillage des poteaux sous 1.35G+1.50

zone	N (KN)	M (KN.m)	Section	A_{cal}	A_{RPA}	Choix des barres	$A_{adoptée}$
			(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)		(cm^2)
zone1	$N_{max}=-2193.08$	$M_{cor}=-32.2$	55x55	3.7	27.22	4T20+8T16	28.14
	$N_{min}=-913.56$	$M_{cor}=40.415$		1.36			
	$N_{cor}=-1538.76$	$M_{max}=66.713$		2.39			
zone2	$N_{max}=-1621.23$	$M_{cor}=-47.347$	50x50	2.44	22.5	12T16	24.11
	$N_{min}=-627.5$	$M_{cor}=45.77$		1.04			
	$N_{cor}=-918.54$	$M_{max}=-68.174$		1.57			
zone3	$N_{max}=-1101.05$	$M_{cor}=-51.539$	45x45	1.76	18.23	4T16+8T14	20.36
	$N_{min}=-380.44$	$M_{cor}=41.743$		0.59			
	$N_{cor}=-549.50$	$M_{max}=-69.826$		1.14			
zone4	$N_{max}=-620.72$	$M_{cor}=-51.327$	40x40	1.14	14.40	8T16	16.08
	$N_{min}=-79.09$	$N_{max}=-620.72$		0.52			
	$N_{cor}=-97.88$	$M_{max}=83.886$		0.73			
poteau c42	$N_{max}=-1560.72$	$M_{cor}=-70.563$	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	$N_{min}=-50.61$	$M_{cor}=73.059$		0			
	$N_{cor}=-50.61$	$M_{max}=-73.059$		0			
poteau c43	$N_{max}=-1555.96$	$M_{cor}=-58.39$	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	$N_{min}=-53.7$	$M_{cor}=79.04$		0			
	$N_{cor}=-53.7$	$M_{max}=79.04$		0			

Tableau 6.12: Ferrailage des poteaux sous $G+Q\pm E$

zone	N (KN)	M (KN.m)	Section	A_{cal}	A_{RPA}	Choix des barres	$A_{adoptée}$
			(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)		(cm^2)
zone1	$N_{max}=-1480.32$	$M_{cor}=-28.99$	55x55	2.07	27.22	4T20+8T16	28.14
	$N_{min}=-533.63$	$M_{cor}=26.10$		0.79			
	$N_{cor}=-946.72$	$M_{max}=-46.95$		1.44			
zone2	$N_{max}=-979.21$	$M_{cor}=-43.984$	50x50	1.49	22.5	12T16	24.11
	$N_{min}=-310.78$	$M_{cor}=27.706$		0.53			
	$N_{cor}=-657.42$	$M_{max}=54.529$		1.13			
zone3	$N_{max}=-639.52$	$M_{cor}=-47.69$	45x45	1.76	18.23	4T16+8T14	20.36
	$N_{min}=-176.05$	$M_{cor}=27.499$		0.59			
	$N_{cor}=-395.44$	$M_{max}=-55.755$		1.14			
zone4	$N_{max}=-426.57$	$N_{max}=-40.371$	40x40	0.8	14.40	8T16	16.08
	$N_{min}=-50.76$	$M_{cor}=59.165$		0.48			
	$N_{cor}=-62.32$	$M_{max}=66.366$		0.55			
	$N_{max}=-1191.25$	$M_{cor}=-68.46$	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	$N_{min}=-28.72$	$M_{cor}=70.57$		0			
	$N_{cor}=-28.72$	$M_{max}=70.57$		0			
	$N_{max}=-1181.75$	$M_{cor}=-58.14$	2250	0	20.25	5T16+10T14	25.45
	$N_{min}=-31.39$	$M_{cor}=68.40$		0			
	$N_{cor}=-31.39$	$M_{max}=68.40$		0			

Tableau 6.13: Ferrailage des poteaux sous 0.8G ±E

- **Choix des armateurs des poteaux :**

zone	Section	$A_{S(cal)}$ (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} ZR (cm ²)	A_{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A_{adop} (cm ²)
zone1	(55 x 55)	5.39	27.55	121	182	4T20+8T16	28.14
zone2	(50 x 50)	4.01	22.5	100	150	12T16	24.11
zone3	(45 x 45)	2.69	18.23	81	121.5	4T16+8T14	20.36
zone4	(40 x 40)	1.61	14.40	64	96	8T16	16.08
poteau c42	3140	0.00	20.25	132	88	5T16+10T14	25.45
poteau c43	3140	0.00	20.25	132	88	5T16+10T14	25.45

Tableau 6.14 : choix des armatures

- **Longueur de recouvrement :RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par :

$$L_r = 50 \quad \text{en zone III}$$

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$

T16..... $L_r = 80\text{cm}$

T14..... $L_r = 70\text{cm}$

6.2.4 Ferrailage transversal :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 :hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant; il est pris égale:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \dots_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \dots_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau) } = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots$ en zone III
- Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1) \dots\dots\dots$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale
- **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8\text{cm}$

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.31 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45} = 0.1036 \text{MPa.} \\ \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{45.66 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.495} = 0.168 \\ \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u < \tau_u \text{ condition vérifiée}$$

- Exemple de calcul :

- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.55} = 5.19 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 45.66 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 0.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.62 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \mathbf{4HA8}$$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% (\text{RPA99/2003}) \Rightarrow \frac{2.01}{12 \times 55} = 0.305 > 0.3\% \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.55} = 5.19 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 45.66 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 0.415 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.415 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \mathbf{4HA8}$$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% (\text{RPA99/2003}) \Rightarrow \frac{2.01}{8 \times 55} = 0.457 > 0.3\% \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Zone courante :**

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	} _g	... _a	‡ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
55x55	45.66	12	0.89	5.19	2.5	0.168	4HA8	2.01	0.305	0.3
50x50	44.19	12	0.99	4.28	3.75	0.196	4HA8	2.01	0.335	0.8
45x45	44.86	12	1.12	4.76	3.75	0.246	4HA8	2.01	0.372	0.8
40x40	65.50	12	1.23	5.35	2.5	0.455	4HA8	2.01	0.419	0.3
c42/c43	82.50	12	0.66	5.35	3.75	0.244	4HA8	2.01	0.419	0.3

Tableau 6.15: Armature transversale (Zone courante)

➤ **Zone nodale :**

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	} _g	... _a	‡ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
55x55	45.66	8	0.415	5.19	2.5	0.168	4HA8	2.01	0.457	0.3
50x50	44.19	8	0.663	4.28	3.75	0.196	4HA8	2.01	0.503	0.8
45x45	44.86	8	0.747	4.76	3.75	0.246	4HA8	2.01	0.558	0.8
40x40	65.50	8	0.818	5.35	2.5	0.455	4HA8	2.01	0.628	0.3
C42/C43	35.13	8	0.439	5.35	3.75	0.244	4HA8	2.01	0.628	0.3

Tableau 6.16: Armature transversale (Zone nodale)

- **Condition de non fragilité Art 4.2.1 BAEL 91 :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e - 0.445d}{e - 0.185d} d \times b$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

Niv	Section	N(KN)	M(KNM)	e (cm)	Amin	observa
RDC/1/2	55x55	-2944.23	-8.727	0.29	8.24	CV
		-1617.73	-39.074	2.41	9.79	CV
		-1924.11	-54.648	2.84	10.24	CV
3/4/5	50x50	-2164.89	-35.688	1.64	7.65	CV
		-1106.88	45.50	-4.11	5.37	CV
		-1243.41	-64.616	5.19	13.24	CV
6/7/8	45x45	-1464.08	-40.121	2.74	7.26	CV
		-656.94	47.384	-7.21	3.83	CV
		-765.44	-65.351	8.53	-20.99	CV
9/10/11/ 12	40x40	-823.96	-42.209	5.12	12.71	CV
		-133.54	67.658	-50.66	2.03	CV
		-147.74	101.07	-68.41	1.96	CV
poteau c42	2250	-1691.97	-9.87	0.58	4.51	CV
		-105.89	55.16	-52.09	2.02	CV
		-105.89	55.16	-52.09	2.02	CV
poteau c43	2250	-1711.63	12.877	-0.75	4.02	CV
		-107.34	51.24	-47.73	2.04	CV
		-107.34	51.24	-47.73	2.04	CV

Tableau 6.17 Condition de non fragilité

6.2.5 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Zone	M _{ser} (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
1	54.642	33.16	571292.78	22.21	9.58	2.12	15	Vérifier
2	46.776	25.13	368684.69	19.58	12.7	2.35	15	Vérifier
3	47.312	20.61	243887.13	17.69	19.4	3.43	15	Vérifier
4	73.773	18.08	150993.39	15.66	48.8	7.64	15	Vérifier
poteau c42/c43	40.294	34.92	301831.87	13.09	13.21	1.73	15	Vérifiée

Tableau 5.18 : Vérification des contraintes

b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{bu} = \dots \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \dots = \begin{cases} 0,075 \dots \text{ si } \dots \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{ si } \dots < 5 \end{cases}$$

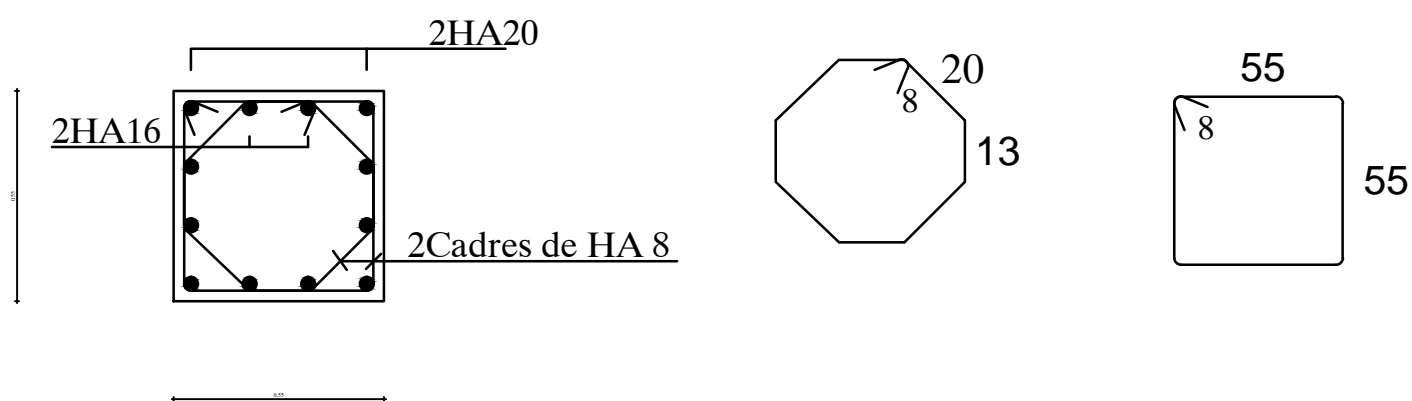
$$\} _g \text{ (L'élanement géométrique du poteau) } = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

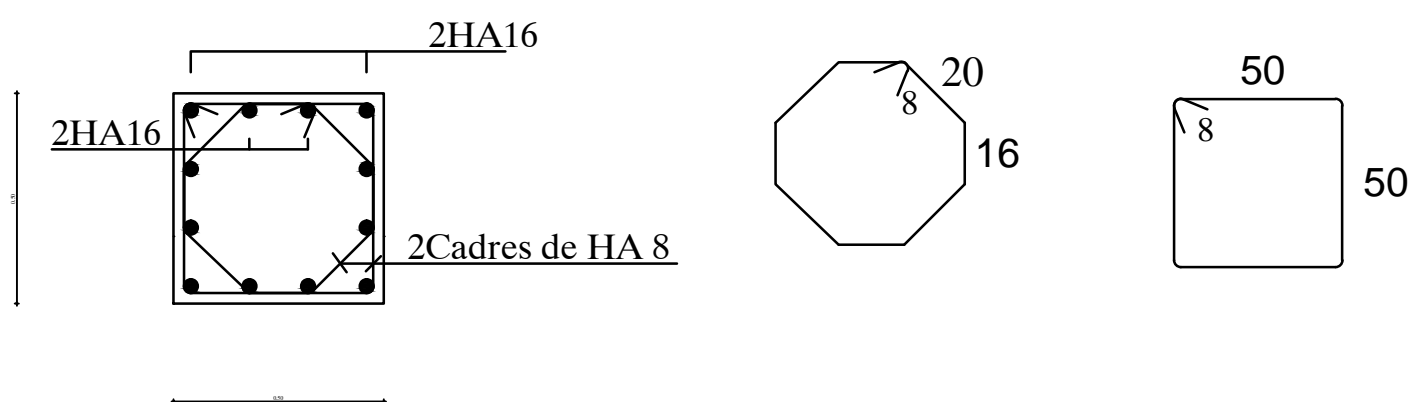
Poteaux	L_f (m)	$\} _g$	$\dots d$	V(KN)	$\ddagger _u$ (MPa)	$\overline{b_u}$ (MPa)	Observation
55x 55	2.86	5.19	0.075	45.66	0.168	1.875	Vérifier
50 x 50	2.14	4.28	0.04	44.19	0.196	1	Vérifier
45 x 45	2.14	4.76	0.04	44.86	0.246	1	Vérifier
40 x 40	2.14	5.35	0.075	65.50	0.455	1.875	Vérifier
poteau c42/c43	2.14	5.35	0.075	35.13	0.244	1.875	Vérifier

Tableau 6.19 : vérification des contraintes tangentielles

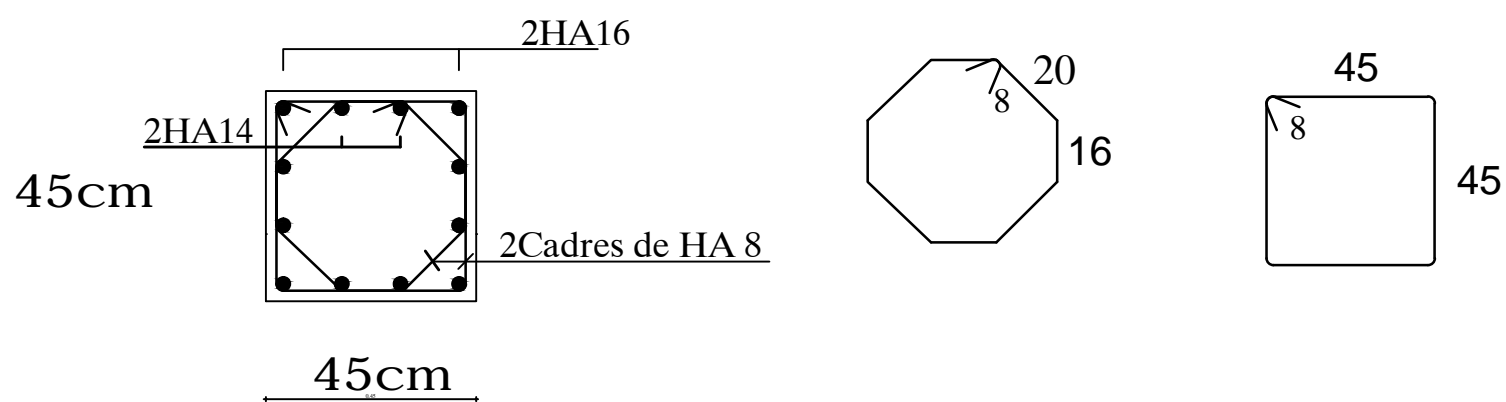
ferrailage des poteaux en zone 1 (rdc-1-2)



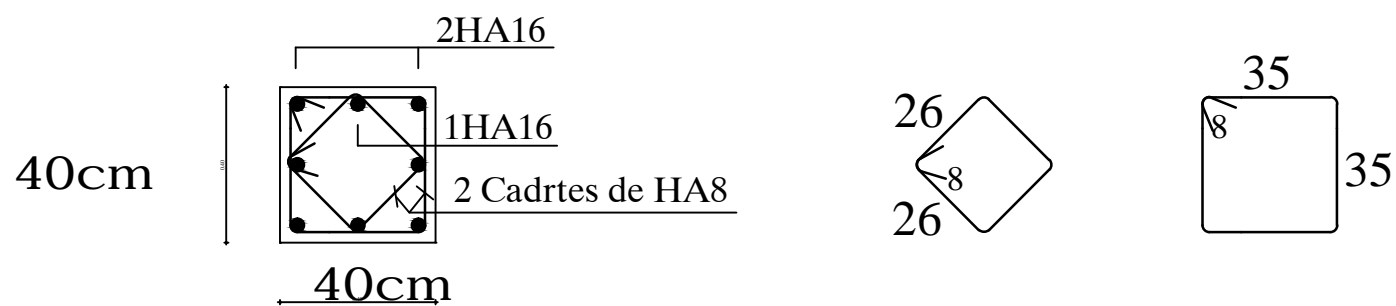
ferrailage des poteaux en zone 2 (3-4-5)



ferrailage des poteaux en zone 3 (6-7-8)



ferrailage des poteaux en zone 4 (9-10-11-12)



RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRES:

ferrailage des poteaux en zone 1-2-3-4

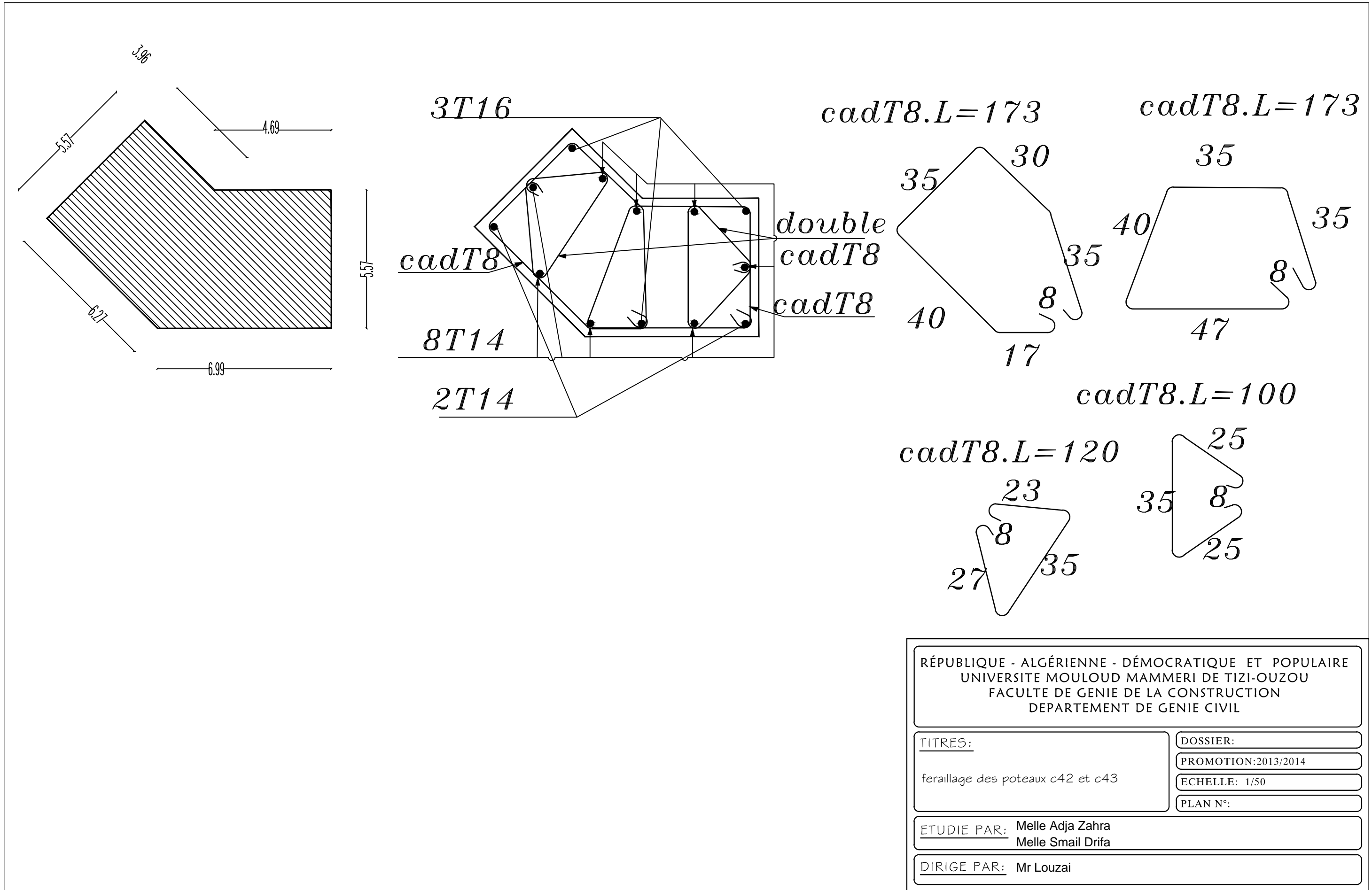
DOSSIER:

PROMOTION:2013/2014

ECHELLE:

PLAN N°:

ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra
Melle Smail Drifa



RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRES:	DOSSIER:
ferailage des poteaux c42 et c43	PROMOTION:2013/2014
	ECHELLE: 1/50
	PLAN N°:

ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra
 Melle Smail Drifa

DIRIGE PAR: Mr Louzai

6.3 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(**G**), d'exploitation (**Q**), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Doncles sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

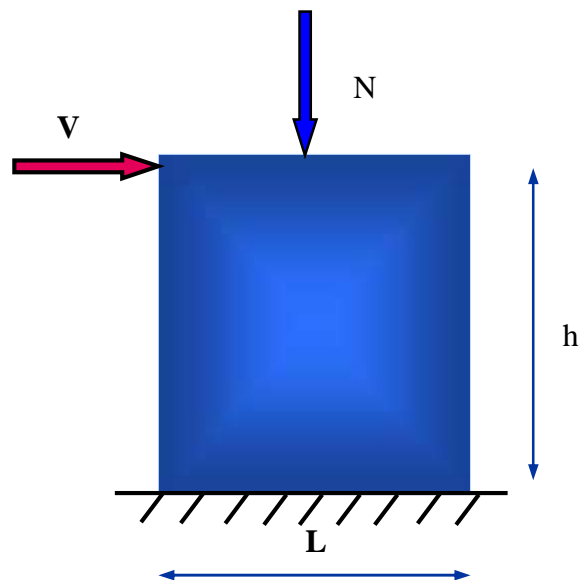


Fig 6.3: Sollicitations des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

6.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

6.3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

6.3.3. Combinaison d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ **Le BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA 99 révisé 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

6.3.4. 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 :

$$\max = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\min = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que $V=V' = L_{voile}/ 2$

- Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d = \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\max}{\max + \min} \cdot L$$

L_t : longueur tendue, tel que $L_t = L - L_c$

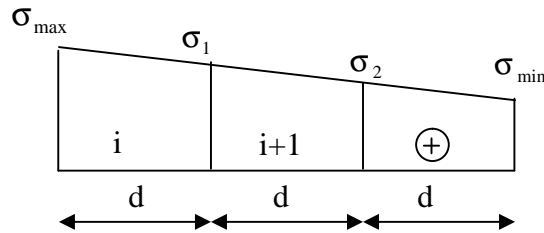
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\max^+ \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

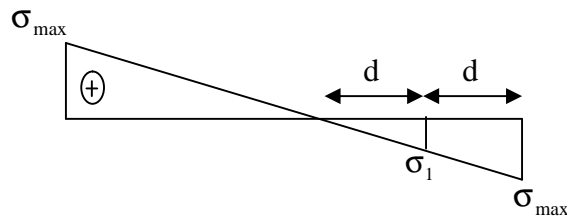


e : épaisseur du voile.

- Section partiellement comprimée :

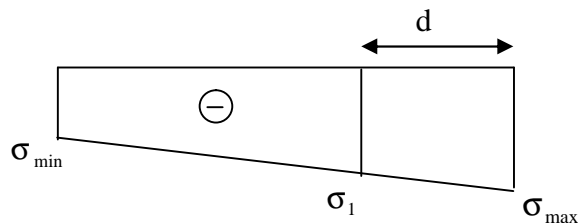
$$N_i = \frac{\max^+ \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\max^+ \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



6.3.5 Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{s_2}$$

B : section du voile.

s_2 : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 400Mpa.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i}{s_{10}}$$

s_{10} : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 400 Mpa.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_V = \frac{N_i}{s_2}$$

s_2 : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 Mpa.

– Armatures minimales :

- **Pour une section entièrement comprimée :** (compression simple)

(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

- **Pour une section entièrement tendue :** (traction simple)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section partiellement comprimée :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

▪ **Exigences du RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0,10 %

6.3.6 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .

D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

6.3.7 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

6.3.8 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$
$$T = 1.4 L V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

6.3.9 Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm²

Remarque : La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

▪ Dispositions constructives :

a) Espacement :

D'après l'article 7.7-4-3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\}$$

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.

b) Longueur de recouvrement : (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre minimal :

$$w_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

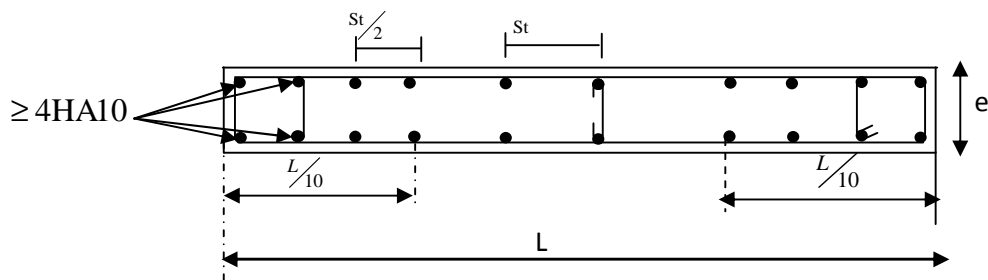


Fig.6.3.1 Disposition des armatures dans les voiles.

▪ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{b}$$

$$\bar{b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué, $N_{\text{ser}} = G + Q$

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA99 révisé 2003 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \tau_b^{\text{lim}} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u^{\text{lim}}$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{\text{lim}} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{b}; 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

6.3.10 Exemple de ferrailage de voile (VOILE 1) :

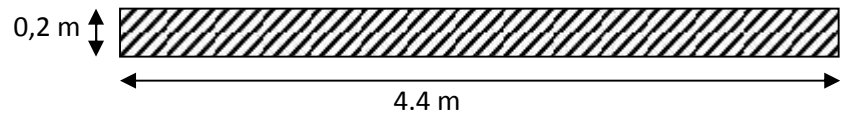
1- Caractéristiques géométriques :

Zone I :

$$L = 4.4 \text{ m} ; I = 1.419 \text{ m}$$

$$B = 0.88 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 4.4/2 = 2.2 \text{ m}^2$$



$$N_{\max} = -1000.27 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = -5060.458 \text{ KNm} ;$$

$$\begin{cases} \dagger_{\max} = \frac{1000.27}{0.88} + \frac{5060.458 \times 2.2}{1.419} = 8976.82 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ \dagger_{\min} = \frac{1000.27}{0.88} - \frac{5060.458 \times 2.2}{1.419} = -6703.48 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

La section est partiellement comprimée.

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\dagger_{\max}}{\dagger_{\max} + \dagger_{\min}} L = 2.51 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.4 - 2.51 = 1.89 \text{ m}$$

2- Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = \frac{1.89}{2} = 0.945 \text{ m}$$

3- Détermination des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$\dagger_1 = \frac{(L_t - d) \dagger_{\min}}{L_t} = \frac{(1.89 - 0.945) \times 6703.48}{1.89} = 3351.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\dagger_{\min} + \dagger_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6703.48 + 3351.74}{2} \times 0.945 \times 0.2 = 950.22 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\dagger_{s2}} = \frac{950.22}{40} = 23.75 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\dagger_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3351.74 \times 0.945 \times 0.2}{2} = 316.74 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\dagger_{s2}} = \frac{316.74}{40} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 760.74 \times 10}{400} = 29.2 \text{ cm}^2$$

$$A'_{v1} = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj} \times d}{2l_t} = \frac{23.75}{2} + \frac{29.2 \times 0.945}{2 \times 1.89} = 19.19 \text{ cm}^2$$

$$A'_{v2} = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj} \times (l_t - d)}{2l_t} = \frac{7.92}{2} + \frac{29.2(1.89 - 0.945)}{2 \times 1.89} = 11.27 \text{ cm}^2$$

o **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.002B\right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max(9.92 \text{ cm}^2, 3.78 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 9.92 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 12HA16 = 24.11 cm²/bande/nappe, avec espacement de 20 cm

2^{ème} bande : 12HA14 = 18.48 cm²/bande/nappe, avec espacement de 10cm

***Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{66.70}{4} = 16.67 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = \max \{16.67 ; 2.83\} = 16.67 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA14 = 18.48 cm²/ ml avec : St = 15 cm

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ***Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99 / VERSION2003

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 760.74}{0.2 \times 0.9 \times 4.4} \times 10^{-3} = 1.34 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_b = \frac{T}{e d}$$

$$\tau_u = \frac{760.74}{0.2 \times 0.9 \times 4.4} \times 10^{-3} = 0.96 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- ***Vérification à l'ELS**

$$\tau_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \tau_b = \frac{340.34 \times 10^{-3}}{0.88 + 15(24.11) \times 10^{-4}} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = 0.04 \text{ MPa} \leq \tau_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage des voiles dans les différentes zones sont donnés sous forme de tableaux.

• VOILE VL1/VT1 :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	4.4	4.4	4.4	
	B (m ²)	0.88	0.88	0.88	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)	8976.82	2125.66	1257.70	
	min(KN/ m ²)	-6703.48	-1591.62	-516.52	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	2.51	2.51	3.11	
	L _t (m)	1.89	1.89	1.29	
	d(m)	0.945	0.945	0.645	
	σ ₁ (KN/m ²)	3351.74	795.81	258.26	
	N (KN)	N ₁	950.22	225.61	49.97
		N ₂	633.48	150.41	33.32
	A _v /bande (cm ²)	A ₁	23.75	5.64	1.25
A ₂		7.92	3.76	0.83	
A _{vj} (cm ²)		29.24	9.16	8.93	
A' _v /nappe/bande	Av' ₁	19.19	5.11	2.86	
	Av' ₂	11.27	4.17	2.67	
A _{min} /nappe/bande		9.92	9.92	6.77	
A _{adoptée}	A1	24.11	18.48	18.48	
	A2	18.48	13.55	13.55	
choix de A	A1	12HA16	12HA14	12HA14	
	A2	12HA14	12HA12	12HA12	
espacement	bande1	10	10	10	
	bande2	20	20	20	
A _h calculée		16.67	12.62	12.62	
A _h adoptée		18.48	13.55	13.55	
choix des barres		12HA14	12HA12	12HA12	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à ELS l'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	1.34	0.42	0.40
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.96	0.3	0.29
	f _b = 15 Mpa	b	2.67	1.21	0.52

• VOILE VL2/VT2:

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	6.38	6.38	6.38	
	B (m ²)	1.276	1.276	1.276	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)	6264.66	2051.76	3443.10	
	min(KN/ m ²)	-2482.52	-527.82	-477.02	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	4.56	5.07	5.60	
	L _t (m)	1.82	1.31	0.78	
	d(m)	0.91	0.655	0.39	
	σ ₁ (KN/m ²)	1241.26	263.91	238.51	
	N (KN)	N ₁	338.86	51.86	27.905
		N ₂	112.85	17.286	9.301
	A _v /bande (cm ²)	A ₁	8.47	1.296	0.69
A ₂		2.82	0.43	0.23	
A _{vj} (cm ²)		55.40	51.33	40.04	
A' v/nappe/bande	A _{v'1}	18.09	13.47	10.35	
	A _{v'2}	15.26	13.04	10.12	
A _{min} /nappe/bande		9.55	6.87	4.09	
A _{adoptée}	A1	28.13	21.56	21.56	
	A2	21.56	15.81	15.81	
choix de A	A1	14HA16	14HA14	14HA14	
	A2	14HA14	14HA12	14HA12	
espacement	bande1	20	20	20	
	bande2	10	10	10	
A _h calculée		19.45	14.73	14.73	
A _h adoptée		21.56	15.81	15.81	
choix des barres		14HA14	14HA12	14HA12	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à ELS l'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	1.75	1.62	1.26
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	1.25	1.16	0.90
	f _b = 15 Mpa	b	1.96	1.09	0.51

- Voile VL3/VT3' :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	2.19	2.19	2.19	
	B (m ²)	0.438	0.438	0.438	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)	6750.87	1728.27	1207.82	
	min(KN/ m ²)	-2624.21	-470.41	-235.46	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	1.57	1.72	1.83	
	L _t (m)	0.62	0.47	0.36	
	d(m)	0.31	0.235	0.18	
	σ ₁ (KN/m ²)	1312.11	235.21	117.73	
	N (KN)	N ₁	122.03	16.58	6.35
		N ₂	40.67	5.53	2.12
	Ferrailages	A _v /bande (cm ²)	A ₁	3.05	0.41
A ₂			1.02	0.14	0.05
A _{vj} (cm ²)		7.57	3.26	1.87	
A' _v /nappe/bande		Av' ₁	3.42	1.02	0.54
		Av' ₂	2.4	0.89	0.49
A _{min} /nappe/bande		3.25	2.47	1.89	
A _{adoptée}		A1	15.40	11.3	11.3
		A2	9.03	6.28	6.28
choix de A		A1	10HA14	10HA12	10HA12
		A2	8HA12	8HA10	8HA10
espacement		bande1	20	20	20
		bande2	10	10	10
A _h calculée		9.95	7.22	7.22	
A _h adoptée		12.32	9.03	9.03	
choix des barres		8HA14	8HA12	8HA12	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	0.69	0.30	0.17
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.49	0.21	0.12
	f _b = 15 Mpa	b	1.41	0.36	0.22

• VOILE VL4/VT4 :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)		4.44	4.44	4.44
	B (m ²)		0.89	0.89	0.89
	e (m)		0.2	0.2	0.2
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)		5485.00	1849.77	821.92
	min(KN/ m ²)		-4319.60	-1385.07	-597.60
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		2.48	2.53	2.57
	L _t (m)		1.96	1.91	1.87
	d(m)		0.98	0.955	0.935
	σ ₁ (KN/m ²)		2159.8	692.54	298.80
	N (KN)	N ₁	634.98	198.41	83.81
		N ₂	211.66	66.14	27.94
	Ferrailages	A _v /bande (cm ²)	A ₁	15.87	4.96
A ₂			5.29	1.65	0.69
A _{vj} (cm ²)		16.56	10.15	8.76	
A' _v /nappe/bande		Av' ₁	12.08	5.02	3.24
		Av' ₂	6.79	3.37	2.54
A _{min} /nappe/bande		10.29	10.02	9.81	
A _{adoptée}		A1	28.13	21.56	21.56
		A2	21.56	15.81	15.81
choix de A		A1	14HA16	14HA14	14HA14
		A2	14HA14	14HA12	14HA12
espacement		bande1	20	20	20
		bande2	10	10	10
A _h calculée		16.67	12.62	12.62	
A _h adoptée		18.48	13.55	13.55	
choix des barres		12HA14	12HA12	12HA12	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	0.75	0.46	0.39
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.53	0.33	0.28
	f _b = 15 Mpa	b	1.54	1.10	0.37

• VOILES VL5/VT5:

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1.7	1.7	1.7
	B (m ²)		0.34	0.34	0.34
	e (m)		0.2	0.2	0.2
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)		18133.42	5349.19	3460.64
	min(KN/ m ²)		-9810.54	-1721.03	-895
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		1.10	1.28	1.35
	L _t (m)		0.60	0.42	0.35
	d(m)		0.30	0.21	0.175
	σ ₁ (KN/m ²)		4905.27	860.515	447.50
	N (KN)	N ₁	441.47	54.21	23.49
		N ₂	147.16	18.08	7.83
	Ferrailages	A _v /bande (cm ²)	A ₁	11.03	1.36
A ₂			3.68	0.45	0.19
A _{vj} (cm ²)		3.98	3.66	1.41	
A' _v /nappe/bande		A _v ' ₁	6.52	1.59	0.65
		A _v ' ₂	2.84	1.14	0.45
A _{min} /nappe/bande		3.15	2.20	1.84	
A _{adoptée}		A1	12.32	9.03	9.03
		A2	9.03	6.28	6.28
choix de A		A1	8HA14	8HA12	8HA12
		A2	8HA12	8HA10	8HA10
espacement		bande1	15	15	15
		bande2	7	7	7
A _h calculée		9.60	6.67	6.67	
A _h adoptée		11.30	7.85	7.85	
choix des barres		10HA12	10HA10	10HA10	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	τ _b = 5 Mpa	τ _b	0.47	0.43	0.17
	τ _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.33	0.31	0.12
	σ _b = 15 Mpa	σ _b	0.69	0.24	0.10

- Voile VL6/VT6 :

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		9.65	9.65	9.65
	B (m ²)		1.93	1.93	1.93
	e (m)		0.2	0.2	0.2
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)		9082.55	4048.93	1465.94
	min(KN/ m ²)		-5810.35	-1986.71	-432.86
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		5.88	6.47	7.45
	L _t (m)		3.77	3.18	2.2
	d(m)		1.885	1.59	1.1
	σ ₁ (KN/m ²)		2905.17	993.355	216.43
	N (KN)	N ₁	1642.87	473.83	71.42
		N ₂	547.62	157.94	1.79
	A _v /bande (cm ²)	A ₁	41.07	11.84	23.80
A ₂		13.69	3.94	0.59	
A _{vj} (cm ²)		53.62	40.48	23.65	
A' _v /nappe/bande	Av' ₁	33.93	16.04	6.81	
	Av' ₂	20.25	12.09	6.21	
A _{min} /nappe/bande		19.79	16.69	11.55	
A _{adoptée}	A1	36.17	27.72	27.72	
	A2	24.64	18.07	18.07	
choix de A	A1	18HA16	18HA14	18HA14	
	A2	16HA14	16HA12	16HA12	
espacement	bande1	20	20	20	
	bande2	10	10	10	
A _h calculée		24.24	18.37	18.37	
A _h adoptée		28.13	21.56	21.56	
choix des barres		14HA16	14HA14	14HA14	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	1.12	0.84	0.49
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.80	0.60	0.35
	f _b = 15 Mpa	b	4.66	4.14	1.15

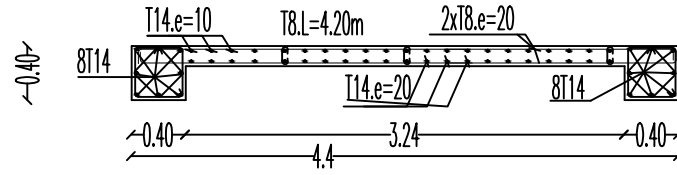
• VOILE V7:

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)		4.21	4.21	4.21
	B (m ²)		0.842	0.842	0.842
	e (m)		0.2	0.2	0.2
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)		12659.83	4907.77	3159.06
	min(KN/ m ²)		-7435.69	-2691.95	-1734.98
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		2.65	2.71	2.71
	L _t (m)		1.56	1.50	1.50
	d(m)		0.780	0.750	0.750
	σ ₁ (KN/m ²)		3717.84	1345.97	867.50
	N (KN)	N ₁	869.97	302.84	195.18
		N ₂	289.98	100.95	65.06
	A _v /bande (cm ²)	A ₁	21.75	7.57	4.88
A ₂		7.249	2.52	1.63	
A _{vj} (cm ²)		26.50	23.69	14.09	
A' _v /nappe/bande	Av' ₁	17.50	9.70	8.59	
	Av' ₂	10.25	7.18	4.34	
A _{min} /nappe/bande		8.19	7.87	7.87	
A _{adoptée}	A1	18.48	13.55	13.55	
	A2	13.55	9.42	9.42	
choix de A	A1	12HA14	12HA12	12HA12	
	A2	12HA12	12HA10	12HA10	
espacement	bande1	20	20	20	
	bande2	10	10	10	
A _h calculée		12.62	9.13	9.13	
A _h adoptée		13.55	9.42	9.42	
choix des barres		12HA12	12HA10	12HA10	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	f _b = 5 Mpa	τ _b	1.27	1.14	0.68
	f _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.91	0.81	0.48
	f _b = 15 Mpa	b	2.44	1.64	0.62

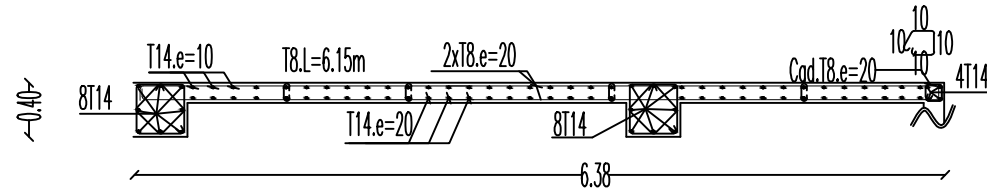
• V 8:

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3
	B (m ²)		0.26	0.26	0.26
	e (m)		0.2	0.2	0.2
sollicitations de calcul	max(KN/ m ²)		17732.45	7886.44	5805.12
	min(KN/ m ²)		-7671.45	-3204.36	-1965.04
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		0.90	0.92	0.97
	L _t (m)		0.4	0.38	0.33
	d(m)		0.20	0.19	0.165
	σ ₁ (KN/m ²)		3835.73	1602.18	982.52
	N (KN)	N ₁	230.14	91.32	48.63
		N ₂	76.71	30.44	16.21
	A _v /bande (cm ²)	A ₁	5.75	2.28	1.22
A ₂		1.92	0.76	0.41	
A _{vj} (cm ²)		2.75	2.13	1.36	
A' _v /nappe/bande	A _v ' ₁	3.57	1.67	0.95	
	A _v ' ₂	1.65	1.59	0.54	
A _{min} /nappe/bande		2.10	1.99	1.73	
A _{adoptée}	A1	6.16	4.51	4.51	
	A2	4.51	3.14	3.14	
choix de A	A1	4HA14	4HA12	4HA12	
	A2	4HA12	4HA10	4HA10	
espacement	bande1	15	15	15	
	bande2	7	7	7	
A _h calculée		4.20	3.04	3.04	
A _h adoptée		4.51	3.14	3.14	
choix des barres		4HA12	4HA10	4HA10	
A _t		4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	4épingle de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	τ _b = 5 Mpa	τ _b	0.42	0.33	0.21
	τ _u = 2,5 Mpa	τ _u	0.30	0.24	0.15
	σ _b = 15 Mpa	σ _b	1.07	0.84	0.37

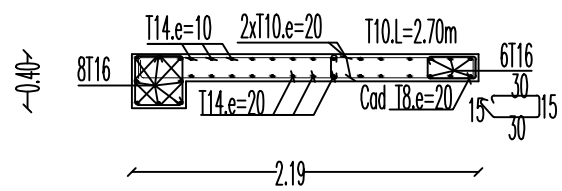
VOILLE V1 (Ech1/25)



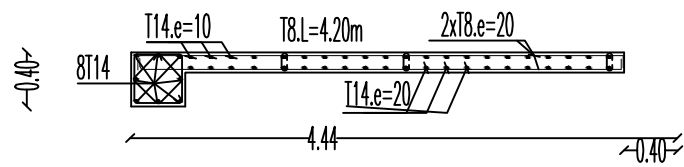
VOILLE V2 (Ech1/25)



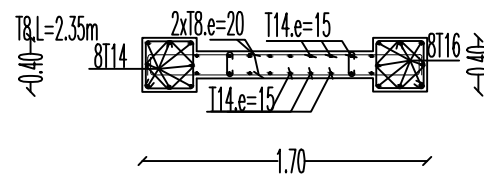
VOILLE V3 (Ech1/25)



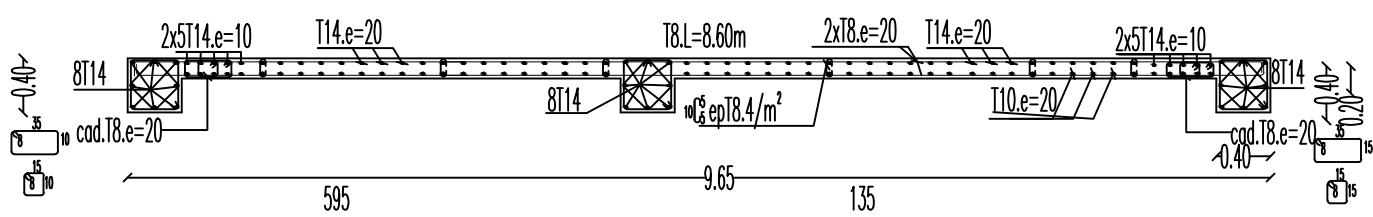
VOILLE V4 (Ech1/25)



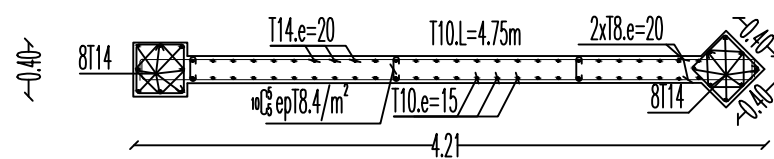
VOILLE V5 (Ech1/25)



VOILLE V6 (Ech1/25)



VOILLE V7 (Ech1/25)



Étude de l'infrastructure

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

7.1 Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.5 bars pour la contrainte admissible du sol (\dagger_{sol}) pour une profondeur de 1.8 m.

7.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

7.3 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

7.4 Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

A) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez-de-chaussée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{sol}$$

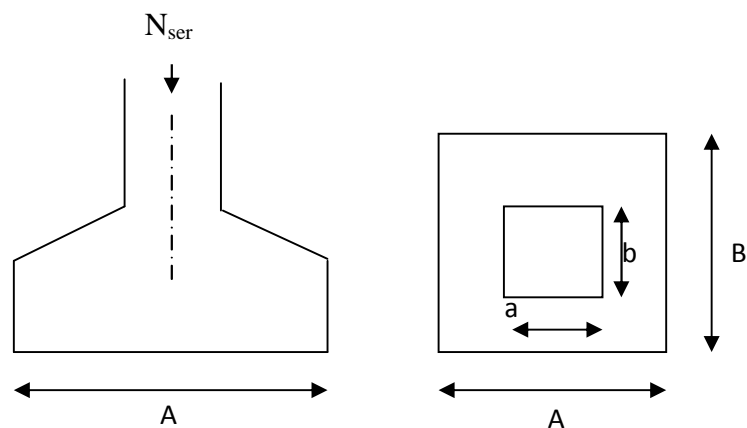
– **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A = B$$

N_{ser}

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{sol}}$$



– **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 3942.12 \text{ KN}$$

$$sol = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{3942.12}{150}} = 5.13 \text{ m} \Rightarrow A = B = 5.13 \text{ m}$$

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

B) Semelles filantes :

B.1) Semelles filantes sous poteaux :

▪ **Hypothèse de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Étape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{répartitions trapézoïdales} \\ \text{si } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{répartitions triangulaires} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{array} \right.$$

✓ Détermination de la largeur B de la semelle : $B = \frac{\sigma(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

- Exemple de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité : (portique D)

Poteaux	Ns (KN)	Ns	M _{Si} (KNm)	M _{Si}	e _i	N _i .e _i
2	2752.33	7848.10	4.76	3.68	13.22	36385.8
4	1886.80		8.28		7.57	14283.07
5	1133.20		3.39		4.48	5076.74
7	997.10		2.51		-0.52	-518.492
8	1201.80		2.05		-4.32	-5191.77
9	253.69		5.41		-9.72	-2465.87
10	117.70		6.82		-13.22	-1555.99

Tableau 7.1 : Détermination de la résultante des charges

1) Détermination de la résultante des charges :

$$R = N_s = 7848.10 \text{ KN}$$

2) Détermination de la coordonné de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-30188.3 + (33.68)}{7848.10} = -3.85$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 3.85 < \frac{26.44}{6} = 4.41 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{max} = \frac{7848.1}{26.44} \times \left(1 + \frac{6(-3.84)}{26.44} \right) = 38.58$$

$$q_{min} = \frac{7848.10}{26.44} \times \left(1 - \frac{6(-3.84)}{26.44} \right) = 555.48$$

$$\sigma \frac{L}{4} = \frac{7848.1}{26.44} \times \left(1 + \frac{3(-3.84)}{26.44} \right) = 373.605$$

4) Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{\sigma \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}} = \frac{373.605 \times 10^3}{1.5 \times 10^5} = 2.49 \text{ m.}$$

Soit B = 2.5 m

On aura S = 2.5 × 26.44 = 66.1 m²

La surface totale de la semelle filante :

$$S_p = 2.5 (2(12.7 + 26.44 + 8.9 + 8.2 + 4.4) + 3.37 + 7.99) = 331.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bat}} = 457.3 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles représente 73 % de la surface du bâtiment.

B.2) Semelles filantes sous voile :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normale Ns :

$$N_s = G + Q$$

La surface de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Rightarrow \sigma_{sol} \geq \frac{G + Q}{B \times L} S \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G et Q : charges et surcharges a la base du voile.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 = 0.15 \text{ MPA}$)

✓ **Voiles sens longitudinales :**

voile	Ns(Kn)	L(m)	B (m)	S (m ²)
VL6	4546.30	9.65	3.3	31.84
VL5	2201.8	1.7	11.2	19.04
VL4	2267.7	4.44	3.8	16.87
VL3	916.76	2.19	3.42	7.49
VL2	3305.05	6.38	3.68	23.48
VL1	2317.51	4.4	3.76	16.544
				=102.27

Tableau 7.2 : surfaces des semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

✓ **Voiles sens transversales :**

voile	Ns(Kn)	L(m)	B (m)	S (m ²)
VL6	4546.30	9.65	3.3	31.84
VL5	2201.8	1.7	11.2	19.04
VL4	2267.7	4.44	3.8	16.87
VL3	916.76	2.19	3.42	7.49
VL2	3305.05	6.38	3.68	23.48
VL1	2317.51	4.4	3.76	16.544
V8	850.01	1.3	3.7	4.81
				=107.08

Tableau 7.3 : surfaces des semelles filantes sous voiles (sens transversale)

✓ **Voile inclinée :**

voile	Ni(Kn)	L(m)	B(m)	S=L×B
V 7	2205.65	4.21	2.85	12.3
				=12.3

Tableau 7.4 : surfaces des semelles filantes sous voiles V7

➤ **La surface totale de la semelle filante sous voiles :**

$$S_{VT} = (102.27 + 107.08) + 12.3 = 221.65 \text{ m}^2$$

➤ **La surface totale des semelles filantes :**

$$S_T = S_{VT} + S_{PT} = 221.65 + 331.16 = 552.81$$

Calcul du rapport :

$$\frac{ST}{S_{bat}} = \frac{552.81}{457.3} = 1.21$$

La surface des semelles représente 1.21 % de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

C) Étude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Un radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

C.1) Dimensionnement du radier :

○ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit être, au minimum de 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

○ **Selon la condition forfaitaire :**

Avec : h (épaisseur du radier)

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

71.37cm h 114.2cm

On prend: $h_N = 125$ cm

• **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{571}{20} = 28.55 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 30$ cm

• **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{571}{10} = 57.1 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 125$ cm

○ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{f} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40$ Mpa).

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{f} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée (E = 10818,86 Mpa).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.71}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.247 \text{ m}$$

On prend : $h_N = 125 \text{ cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_N \leq b_n \leq 0,7h_N \Rightarrow 0,4 \times 125 \leq b_n \leq 0,7 \times 125 = 50 \leq b_n \leq 87.5$$

On prend : $b_n = 60 \text{ cm}$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$H_N = 125 \text{ cm}$ (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30 \text{ cm}$ (Épaisseur de la dalle de radier).

$b_n = 60 \text{ cm}$ (Largeur de la nervure).

C.2) calcul de la surface du radier :

- **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes : $G_{struc} = 51214.9 \text{ KN}$

Charges d'exploitation : $Q_{stru} = 7664.1 \text{ KN}$

Combinaisons d'action :

À l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 80636.265 \text{ KN}$

À l'ELS : $N_s = G + Q = 58879 \text{ KN}$

À l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 - \text{sol}} = \frac{80636.265}{1,33 \times 150} = 404.19 \text{ m}^2$

À l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\text{sol}} = \frac{58879}{150} = 392.53 \text{ m}^2$

$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 404.19 \text{ m}^2$

$S_{bat} = 457.3 \text{ m}^2 > S_{rad} = 404.19 \text{ m}^2$

Remarque :

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 impose les règles de BAEL 91/99, et il sera calculer comme suit :

• **Longueur du débord :**

$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$

Soit un débord de largeur $L_{deb} = 65 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 457.3 + 61.71 = 519.01 \text{ m}^2$

C.3) caractéristiques du radier :

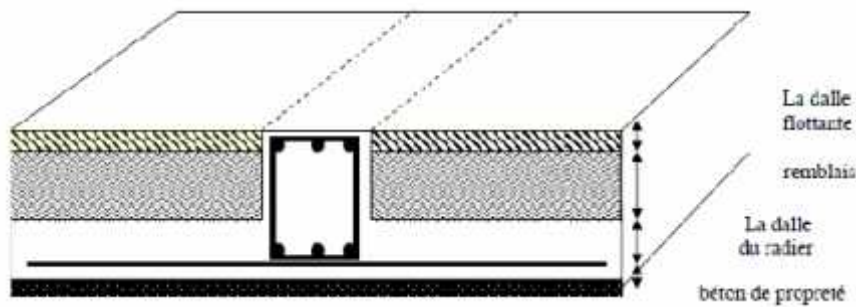


Figure 7.1 : la coupe verticale d'un radier

Ñ Poids total du radier :

$P_{rad} =$ Poids de la dalle flottante + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle.

- Poids de la dalle flottante libre = $(519.01 \times 0,1) \times 25 = 1297.52 \text{ KN}$ ($e_p = 10 \text{ cm}$).
- Poids de T.V.O = $0,7 \times [519.01 - (249 \times 0,65)] \times 17 = 4250.20 \text{ KN}$
- Poids des nervures = $(161.85 \times 0,7 \times 0,65) \times 25 = 1841.04 \text{ KN}$
- Poids de la dalle = $0,3 \times 519.01 \times 25 = 3892.57 \text{ KN}$

Poids du radier = $1297.52 + 4250.2 + 1841.04 + 3892.57 = 10181.33 \text{ KN}$

Poids totale de l'ouvrage : $G_T = G_{rad} + G_{str} = 10181.33 + 51214.9 = 52296.23 \text{ kN}$

Surcharge total : $Q_T = Q_{rad} + Q_{str} = 1.5 \times 519.01 + 7664.1 = 8442.615 \text{ kN}$

• Les combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 52296.23 + 1.5 \times 8442.615 = 83263.83$

L'ELS : $N_s = G + Q = 52296.23 + 8442.615 = 60738.85 \text{ kN}$

Ñ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Le centre de gravité de la semelle du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = 16.06 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum \Omega_i y_i}{\sum \Omega_i} = 13.68 \text{ m} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la semelle du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = I_{xi} + S_i Y_i - Y_G^2 = 23016.4 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = I_{yi} + S_i X_i - X_G^2 = 23016.4 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

D) Vérifications :

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times f_{c28}^{2/3}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_{u\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_{u(s+r)} \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{83263.83 \times 1 \times 5.71}{2 \times 519.01} = 458.022 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{458.022 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{1.5} \times 0.64 \times 25^{2/3} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.25m)

$$P = G_{stru} + G_{radier} = 51214.9 + 10181.33 = 61396.23 \text{KN}$$

$$\alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 519.01 \times 10 \times 1.25 = 9731.43 \text{KN}$$

$$P = 9731.43 \text{KN} > 8563.66 \text{K} \text{ condition vérifiée} \rightarrow$$

❖ **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28}$$

N_u : Charge de poteau le plus sollicité à l'ELU égale à ; 2966.54KN

u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h: Épaisseur totale du radier égale à 125 cm

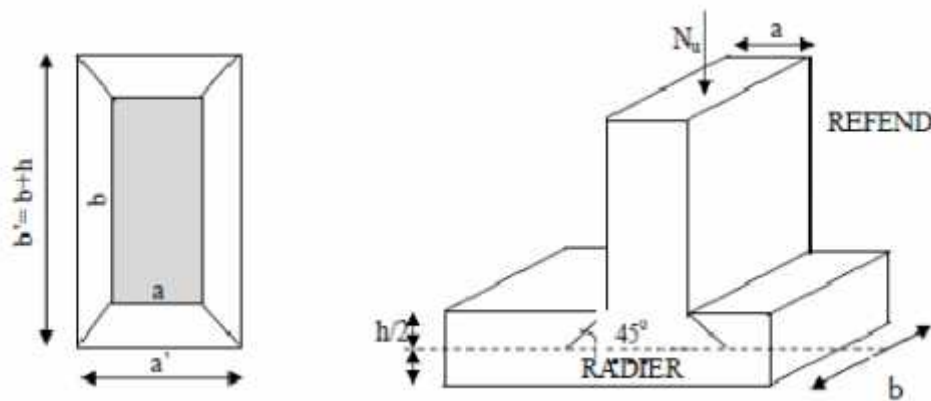


Figure 7.2 : Périmètres utile des voiles et des poteaux

a) Poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,55 + 0,55 + 2 \times 0,95) \times 2 = 5,8m$$

$$N_u = 2966,54 \quad (0,045 \times 5,8 \times 1,25 \times 25 \times 10^3) / 1,5 = 5437,5 \text{ KN}$$

$N_u = 2966,54 \text{ KN} \quad 5437,50 \text{ KN} \quad \Rightarrow$ la condition est vérifiée

b) Voile :

$$\mu_c = (0,20 + 1 + 2 \times 0,95) \times 2 = 6,2m$$

$$N_u = 4546,30 \quad (0,045 \times 6,2 \times 1,25 \times 25 \times 10^3) / 1,5 = 5812,50 \text{ KN}$$

$N_u = 4546,30 \text{ KN} \quad 5812,50 \text{ KN} \quad \Rightarrow$ la condition est vérifiée

❖ Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- moment de renversement du au séisme.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Lediagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\tau_m = \frac{3 \cdot \tau_1 + \tau_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{- A l'ELU : } \tau_m = \frac{3 \times \tau_1 + \tau_2}{4} \leq 1.33 \tau_{sol}$$

$$\text{- A l'ELS : } \tau_m = \frac{3 \times \tau_1 + \tau_2}{4} \leq \tau_{sol}$$

$$\tau_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \tau_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } \tau_1, \tau_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

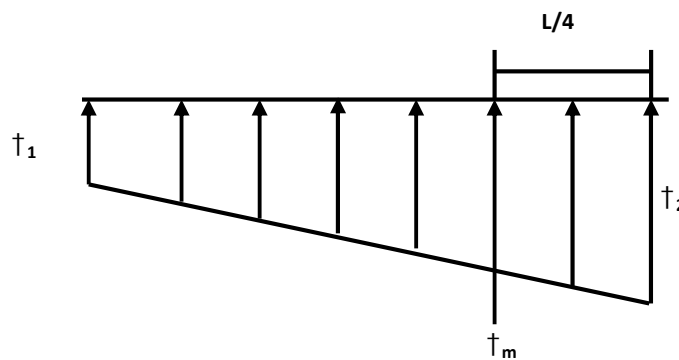


Figure 7.3 : Diagramme des contraintes du sol

	ELS(G+Q)		ELU(1.35Q+1.5Q)	
	sensxx	sensyy	sensxx	sensyy
N(KN)	60738.85	60738.85	83263.83	83263.83
M(KNm)	45920.89	46068.44	45920.89	46068.44
I (m⁴)	23016.4	23016.4	23016.4	23016.4
†1(Mpa)	147.094	148.2	190.48	192.3
†2(MPa)	86.962	87.88	145.35	162.14
†m(MPa)	132.013	133.12	175.45	184.76
†adm(MPa)	150	150	199.5	199.5
obs	ok	ok	ok	ok

Tableau 7.4 Vérification de la stabilité du radier à l'ELU et l'ELS

❖ Vérification au renversement : (Art 10.1.5. du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

On doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{M_x}{N} = \frac{45920.89}{60738.85} = 0.76\text{m} < \frac{30.14}{4} = 7.54\text{m} \dots\dots \\ e_y &= \frac{M_y}{N} = \frac{46068.44}{60738.85} = 0.75\text{m} < \frac{30.14}{4} = 7.54\text{m} \dots\dots \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

E) Ferrailage du radier :

➤ **Ferrailage du panneau :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage on utilisera la méthode des panneaux encastré sur 4 appuis.

a) Calcul des sollicitations :

$$- \text{A l'ELU} : q_u = \dagger \max_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 184.76 - \frac{10181.33}{519.01} = 165.14 \text{ KN/m}^2$$

$$- \text{A l'ELS} : q_s = \dagger \max_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 133.12 - \frac{10181.33}{519.01} = 113.50 \text{ KN/m}^2$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

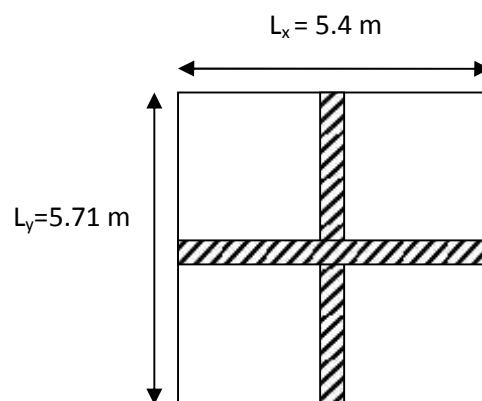


Figure 7.4 : dimension du panneau le plus défavorable

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.71} = 0,94$$

$0,4 \leq \dots \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \dots = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{x} = 0,0419 \\ \tilde{y} = 0,864 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{tu} \times L_x^2 = 0,0419 \times 165,14 \times 5,4^2 = 201,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,864 \times 201,78 = 174,34 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

En travée : $0,75M_x$ et $0,85M_y$

Aux appuis : $0,5M_0$

c) Ferrailage :

Ferrailage dans le sens x-x :

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 201,78 = 100,89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{100,89 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,097 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,097 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{100,89 \times 10^3}{0,948 \times 27 \times 348} = 11,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8 HA 14 = 12,32 cm²/ml** avec un espacement de **18 cm**

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 201,78 = 151,34 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{151,34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,146 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,146 \Rightarrow \beta = 0,921$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{151,34 \times 10^3}{0,921 \times 27 \times 348} = 17,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **9 HA 16 = 18,08 cm²/ml** avec un espacement de **13 cm**

Ferraillage dans le sens y-y :

Sur appuis :

$$M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 174.34 = 87.17 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2f_{bc}} = \frac{87.17 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.17 \times 10^3}{0.956 \times 27 \times 348} = 9.70 \text{ cm}^2/ml$$

Soit **8 HA 14 = 12.32 cm²/ml** avec un espacement de **18 cm**

En travée :

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 174.34 = 148.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bc}} = \frac{148.19 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.143 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.143 \Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{148.19 \times 10^3}{0.922 \times 27 \times 348} = 17.10 \text{ cm}^2/ml$$

Soit **9 HA 16 = 18.08 cm²/ml** avec un espacement de **13 cm**

Récapitulation du ferraillage :

	Sens x-x		Sens y-y	
Armatures en appuis	8HA14	e=18 cm	8 HA14	e=18 cm
Armatures en travée	9HA16	e=13 cm	9HA16	e=13 cm

Tableau 7.5 récapitulation du ferraillage

⊙ Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

d) Les vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : Art B.7.4 BAEL 91**

$$W_x \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$W_x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.94}{2} = 8.24 \times 10^{-4}$$

$$A_{min} = 8.24 \times 10^{-4} \times 100 \times 30 = 2.47 \text{ cm}^2$$

$A_a, A_t > A_{min}$ Condition vérifiée

❖ **Espacement des armatures : Art A.8.42 BAEL91**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **La direction la plus sollicité x-x**

$$S_t \leq \min 2h; 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 18 \text{ cm} < 60 \text{ cm}; 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

- **La direction perpendiculaire à la plus sollicité y-y**

$$S_t \leq \min 3h; 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 18 \text{ cm} < 90 \text{ cm}; 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle** : Art A.5.2, 2 BAEL 91/99

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{165.14 \times (5.4 \times 5.71)}{3 \times 5.71} = 297.25 \text{ kN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{165.14(5.4 \times 5.71)}{2 \times 5.71 + 5.4} = 302.73 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 302.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{302.73 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2} = \frac{1}{1.5} \times 0.44 \times \sqrt{25} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivants les deux directions :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.71} = 0.94 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{matrix}$$

$0.4 < \rho_x = 0.76 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et $q_s = 113.50 \text{ kN/ml}$

• **Moment isostatique :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0491 \times 113.50 \times 5.4^2 = 162.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.906 \times 162.50 = 147.23 \text{ kN.m}$$

• **Moment réel :**

Sens x-x :

Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5M_{0x} = 81.25 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_{0x} = 121.88 \text{ kN.m}$

Sens y-y :

Moment sur appuis : $M_{ay} = 0.5M_{0y} = 73.62 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_{ty} = 0.85M_{0y} = 125.15 \text{ kN.m}$

sens	zone	Ms kN.m	As à l'ELS	As adp à l'ELU	Observation	modifiée
x-x	appuis	81.25	11.79	12.32	CV	8HA14 e=18cm
	travée	121.88	18.11	20.09	CNV	10HA16 e=12cm
y-y	appuis	73.62	10.62	12.32	CV	8HA14 e=18cm
	travée	125.15	18.62	20.09	CNV	10HA16 e=12cm

Tableau 7.6 : ferrailage à l'ELS

❖ **Vérifications de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 20.09}{100 \times 27} = 0.744$$

$$\rho_1 = 0.744 \quad \beta_1 = 0.875 \quad \alpha_1 = 0.375 \quad k_1 = 25$$

$$\sigma_{st} = \frac{125.15 \times 10^{-3}}{0.875 \times 0.27 \times 20.09 \times 10^{-4}} = 263.68$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{263.68}{25} = 10.54 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ 5.6.3. Vérifications de la contrainte dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

F) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 65$ cm, d'épaisseur $h=30$ cm ; soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m

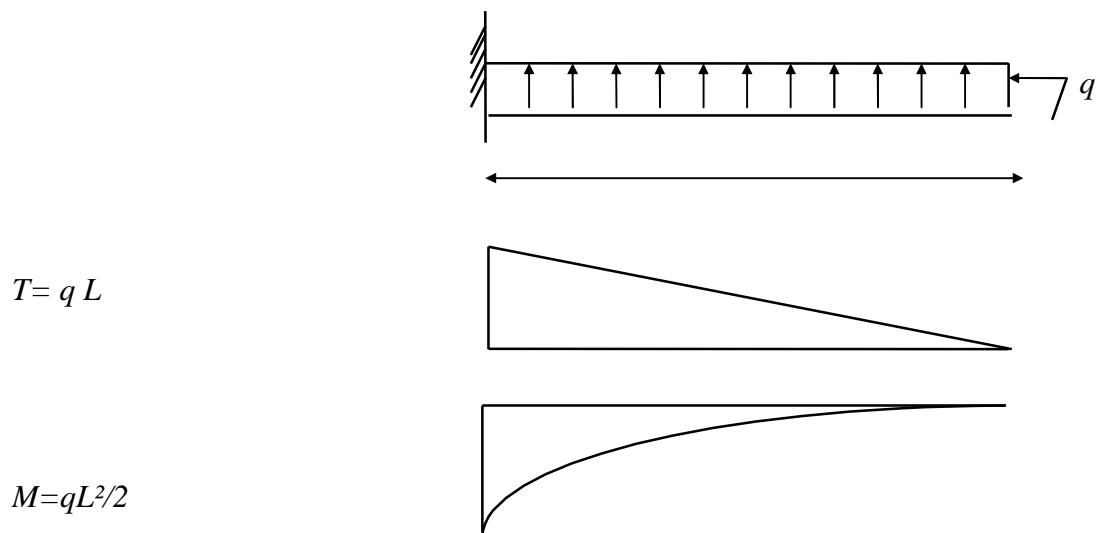


Figure 7.5 : Schéma statique du débord

❖ Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU: } M_{\max} = -\frac{q_u L^2}{2} = -\frac{160.43 * .65^2}{2} = -33.89 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{\max} = -\frac{q_{ser} L^2}{2} = -\frac{116.84 * .65^2}{2} = -24.68 \text{ KN / ml}$$

❖ **Calcul des armatures :**

a) Armatures principales :

ELU :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33.89 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_r = 0,392 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0,032 \quad \eta_u = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\eta_u \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{33.89 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$\mu_u = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.68 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0,024 \quad \eta_u = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_s}{\eta_u \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{24.68 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ;

Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

G) Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et Trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal :

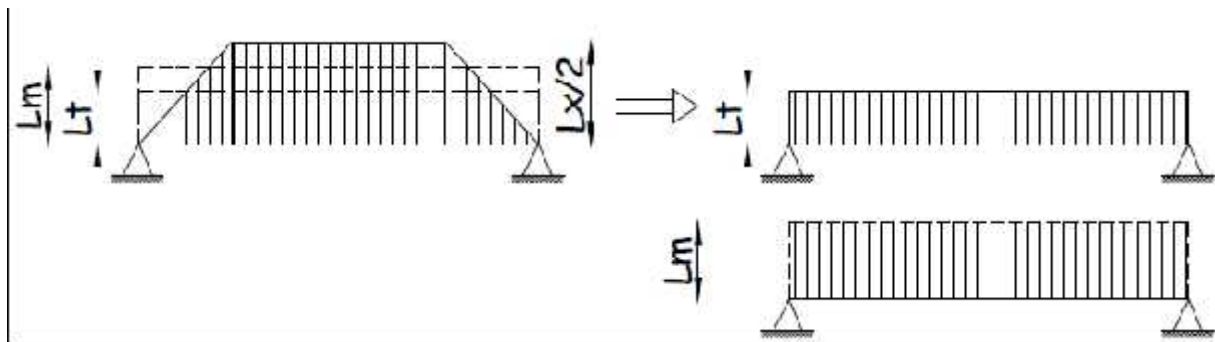


Figure 7.6 : présentation des chargements simplifiés

✓ **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots\dots(1)$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots\dots(2)$$

b) Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \quad \mu_x = 1$$

✓ **Effort tranchant :**

$$1) \quad L_t = 0.25 \times L_x$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$2) \quad L_m = 0.333 \times L_x$$

➤ **Les sollicitations :**

$$q_u = \frac{Nu}{Sr} = \frac{83263.83}{519.01} = 160.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{Ns}{Sr} = \frac{60738.85}{519.01} = 116.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file D dans le sens XX et la file 4 dans le sens YY.

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **D** :

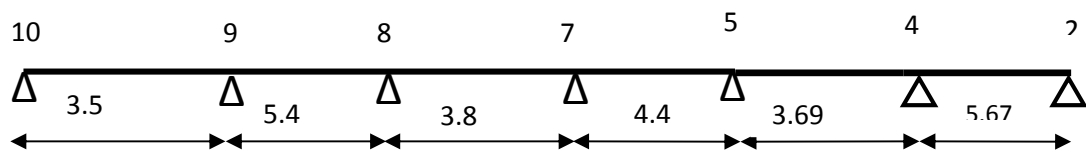


Figure 7.7 Schéma statique de la nervure (D)

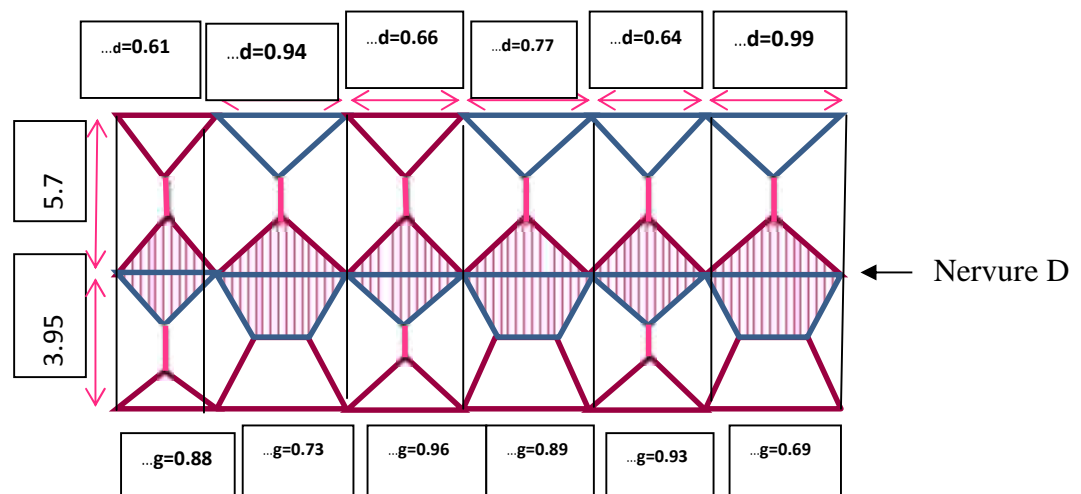


Figure 7.8 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure D.

G.1) Calcul à l'ELU :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure à l'ELU sont données dans les tableaux suivants :

Valeurs de charge pour moment fléchissant						
travée	...g	...d	q_u (KN/m ²)	q_{Mg} (KN/ml)	q_{Md} (KN/ml)	q_M (KN/ml)
10-9	0.88	0.61	160.43	187.16	187.16	374.32
9-8	0.73	0.94	160.43	260.56	288.77	549.33
8-7	0.96	0.66	160.43	203.21	203.211	406.42
7-5	0.89	0.77	160.43	233.19	235.29	468.48
5-4	0.93	0.64	160.43	197.33	197.33	394.66
4-2	0.69	0.99	160.43	266.56	303.21	569.77

Tableau 7.7 : valeur de charges pour le moment fléchissant

Valeurs de charge pour les efforts tranchants						
travée	...g	...d	q_u (KN/m ²)	q_{Tg} (KN/ml)	q_{Td} (KN/ml)	q_T (KN/ml)
10-9	0.88	0.61	160.43	140.37	140.37	280.74
9-8	0.73	0.94	160.43	178.27	216.58	394.85
8-7	0.96	0.66	160.43	152.41	152.41	304.82
7-5	0.89	0.77	160.43	175.85	176.47	352.32
5-4	0.93	0.64	160.43	147.99	147.99	295.98
4-2	0.69	0.99	160.43	207.53	227.41	434.93

Tableau 7.8 : valeur de charges pour l'effort tranchant

G.2) Calcul à l'ELS :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Valeurs de charge pour moment fléchissant						
travée	...g	...d	q_s (KN/m ²)	q_{Mg} (KN/ml)	q_{Md} (KN/ml)	q_M (KN/ml)
10-9	0.88	0.61	116.84	136.31	136.31	272.62
9-8	0.73	0.94	116.84	189.76	210.31	400.01
8-7	0.96	0.66	116.84	147.99	147.99	295.98
7-5	0.89	0.77	116.84	169.83	171.36	341.19
5-4	0.93	0.64	116.84	143.71	143.71	287.42
4-2	0.69	0.99	116.84	278.67	220.82	499.48

Tableau 7.9 : valeur de charges pour le moment fléchissant

Valeurs de charge pour les efforts tranchants						
travée	...g	...d	qs (KN/m ²)	qTg(KN/ml)	qTd(KN/ml)	qT(KN/ml)
10-9	0.88	0.61	116.84	102.23	102.23	204.46
9-8	0.73	0.94	116.84	146.53	157.73	304.26
8-7	0.96	0.66	116.84	110.99	110.99	221.98
7-5	0.89	0.77	116.84	128.07	128.52	256.14
5-4	0.93	0.64	116.84	107.78	107.78	215.56
4-2	0.69	0.99	116.84	216.96	165.62	382.58

Tableau 7.10 : valeur de charges pour les efforts tranchants

- **Détermination des sollicitations :**

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

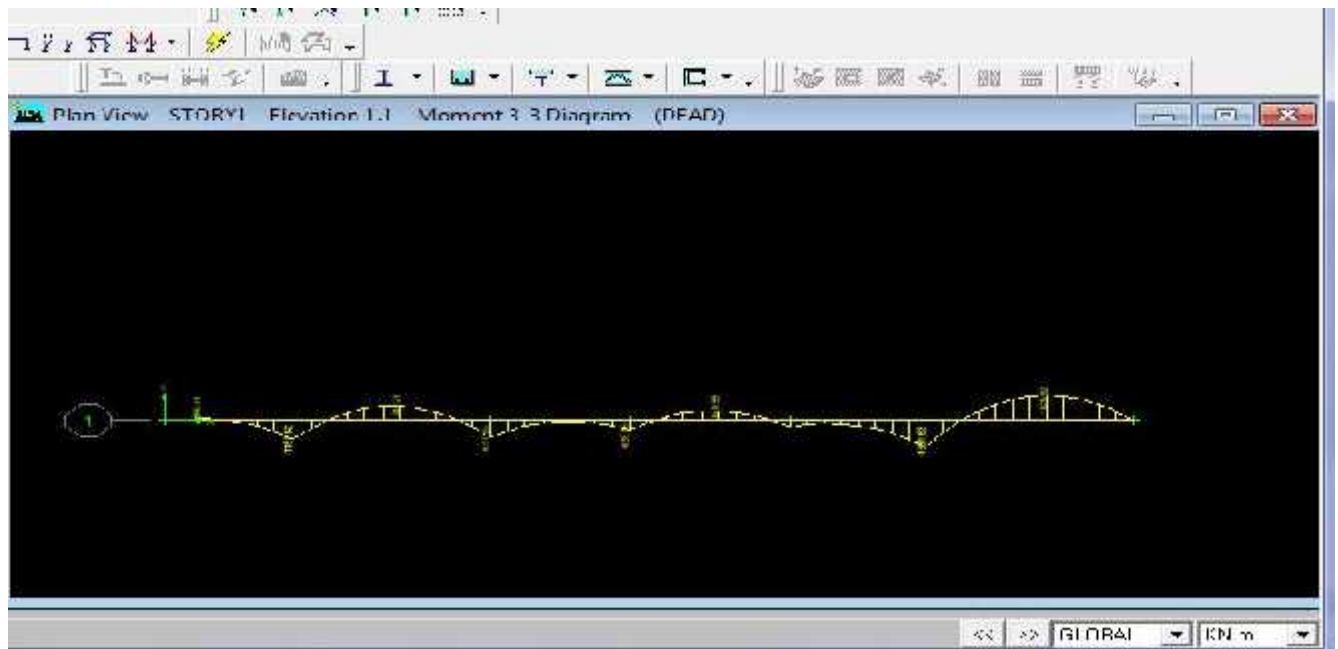


Figure 7.9 : Diagramme des moments donnée par ETABS à l'ELU

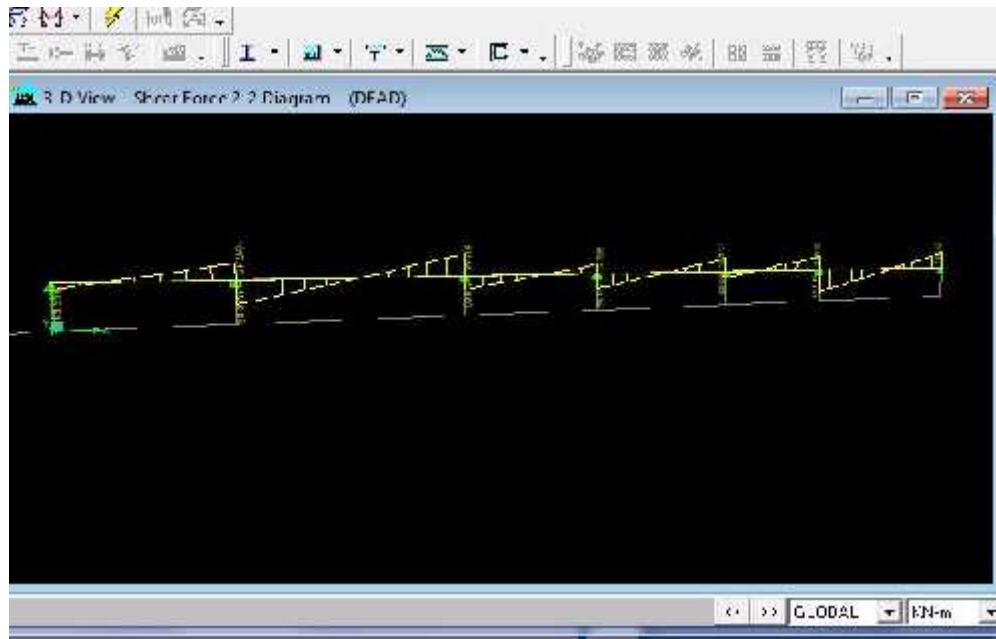


Figure 7.10 : diagramme des efforts tranchant donné par ETABS

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 422.72 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 759.60 \text{ kN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \quad d = 110 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad h = 125 \text{ cm}.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

zone	Mu	μ	μ_l	obs	β	A(cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
appuis	451.19	0.043	0.392	SSA	0.978	12.05	14.20 (4HA16+4HA14)
travée	283.16	0.027	0.392	SSA	0.986	7.50	14.20 (4HA16+4HA14)

Tableau 7.11 : ferrailage à l'ELS

Les vérifications :

➤ A l'ELU :

a) Condition de non fragilité : Art A.4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 60 \times 110 \times \frac{2.1}{400} = 7.96 \text{ cm}^2$$

Appui : $A_{ad} = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Travée : $A_{tad} = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : Art : A.5.1 BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{2/3} ; 5 \text{ MPa} = \min 3.64 ; 5 = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{731.92 \times 10^3}{600 \times 1100} = 1.22 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} \times 600 \times 0.9 \times 1100 \times 10^{-3}}{2 \times 1.5} = 4604.62 \text{ kN}$$

$T_u = 731.92 \text{ kN} < 4604.62 \text{ kN}$ Condition vérifiée

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

Appui intermédiaire : Art A5.1.3.21 BAEL 91

$$A_{st} \geq (T_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 731.92 - \frac{451.19}{0.9 \times 1.1} \frac{1}{348} \times 10 = 7.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ ad}} = 15.7 \text{ cm}^2 > 7.93 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

e) **Entraînement des barres : Art A.6.1.3 BAEL 91**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \mu}$$

$$\mu = n = 16 \times 4 \times 3.14 = 200.96 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{731.92 \times 10^3}{0.9 \times 1100 \times 2009.6} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.36 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

f) **Longueur de scellement BAEL91 : Art A.6.1, 23**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

➔ Le BAEL limite $L_s = 40$ pour FeE400

Pour $\phi 16$ $L_s = 64 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$ $L_s = 56 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\phi 16$ $L_c = 25.6 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$ $L_c = 22.4 \text{ cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

- Selon le BAEL 91 Art A.7.2.2

$$\phi_t \leq \min \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} = \min 35.71; 14; 60 = 14 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un trier en HA8

Donc nous adoptons $6\text{HA}8=3.02\text{cm}^2$

❖ **Calcul des espacements des barres transversales :**

- Selon BAEL : Art A.5.1.2.32 BAEL 91 modifiée 99

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.14f_{c28}^{1/2})}{0.9 \times f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times \gamma_s(\tau_u - 0.14f_{c28}^{1/2})} = \frac{3.02 \times 0.9 \times 400}{60 \times 1.15(2.53 - 0.14 \times 5)} = 8.6 \text{ cm}$$

Art A.5.1.22 BAEL 91

$$S_{t\max} \leq \min 0.9d; 40 \text{ cm}$$

$$S_{t\max} \leq \min 99; 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

- Selon RPA version 2003 Art 7.5.22

En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \quad S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{3.02}{0.003 \times 60} = 16.77 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{4} ; 12\phi$$

$$S_t \leq \min 31.25 ; 19.2 = 19.2 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\text{Soit } S_t \leq \min 8.6 ; 19.2 ; 40 = 8.6 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 8.6 \text{ cm}$

⊙ **Remarque :**

Pour augmenter l'espacement des armatures transversales de la nervure il faut augmenter le

diamètre, on prend $\phi = 10$ ce qui donne $A_t = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{c28}^{1/2})} = \frac{4.71 \times 0.9 \times 400}{60 \times 1.15 (3.01 - 0.14 \times 5)} = 10.63 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

Vérification de la section minimale de RPA :

$$A_{t_{\min}} = 3 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\text{adopté}}} = 3.2 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ À l'ELS :

État d'ouverture des fissures : BAEL91 : Art A.4.5, 32

Les fondations peuvent être alternativement noyées et immergées en eau dans ce cas la contrainte de traction des armatures est :

$$\sigma_{s adm} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \overline{f_{tj} \times \eta} \right)$$

$$\sigma_{s adm} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \overline{2.1 \times 1.6} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	† _s (MPa)	† _s ⁻ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	197.65	201.63	C.V
Travée	108.14	14.20	94.22	201.63	C.V

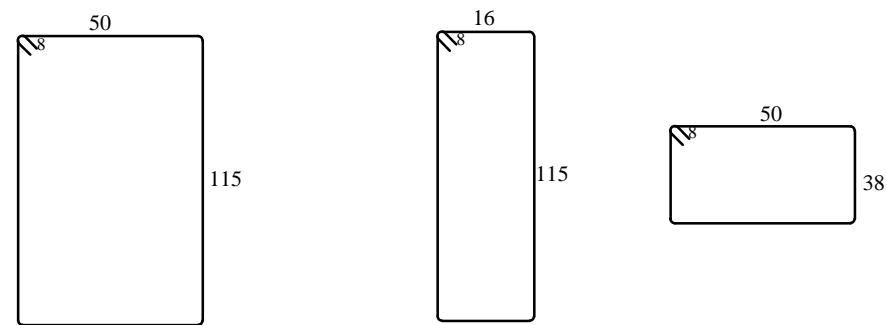
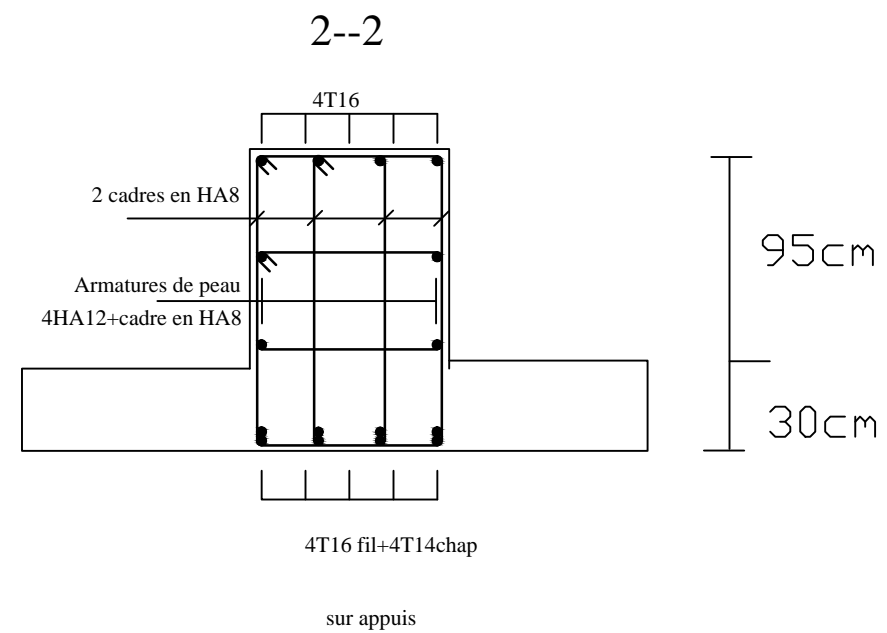
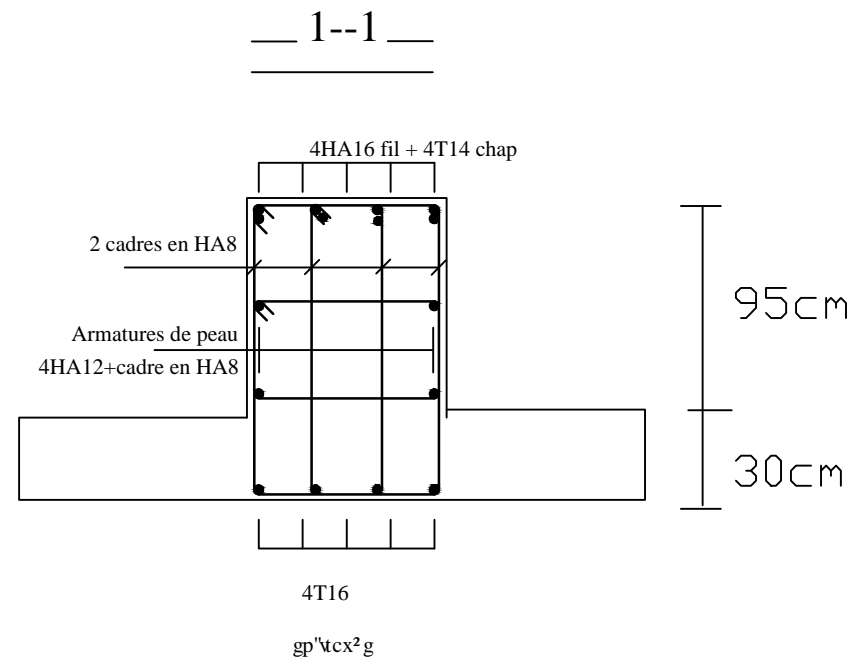
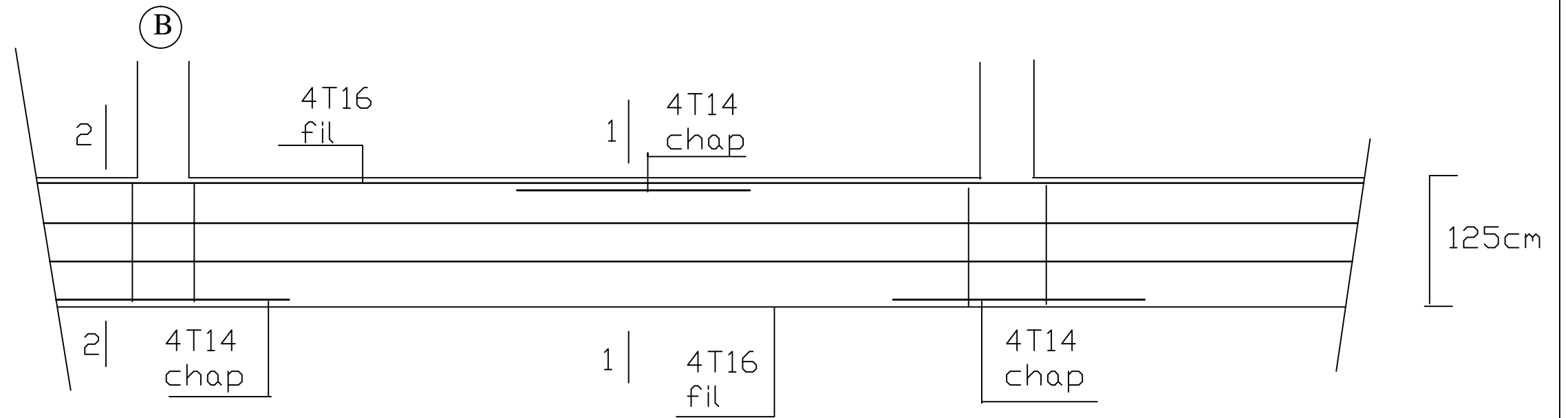
État limite de résistance du béton en compression : BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limitée à $\sigma_{b adm} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_{b adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	† _{bc} (MPa)	† _{bc} ⁻ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	3.24	15	C.V
Travée	108.14	14.20	1.54	15	C.V



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

ETUDIE PAR :
Adja zahra
Smail drifa

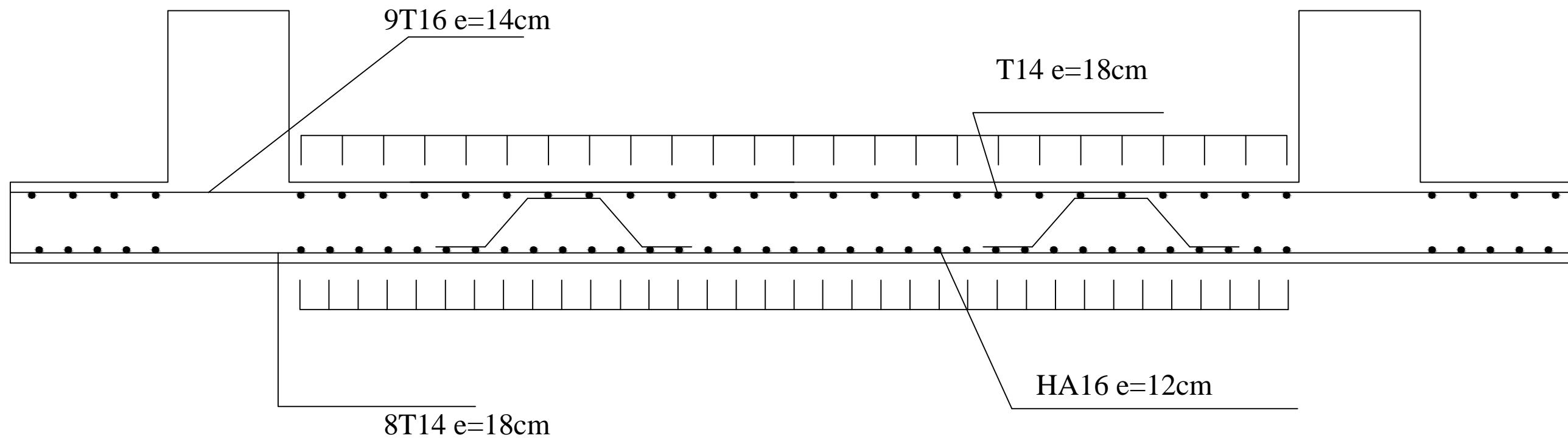
TITRE :
Ferrailage du la nervure

DIRIGE PAR :
Mr Louzai

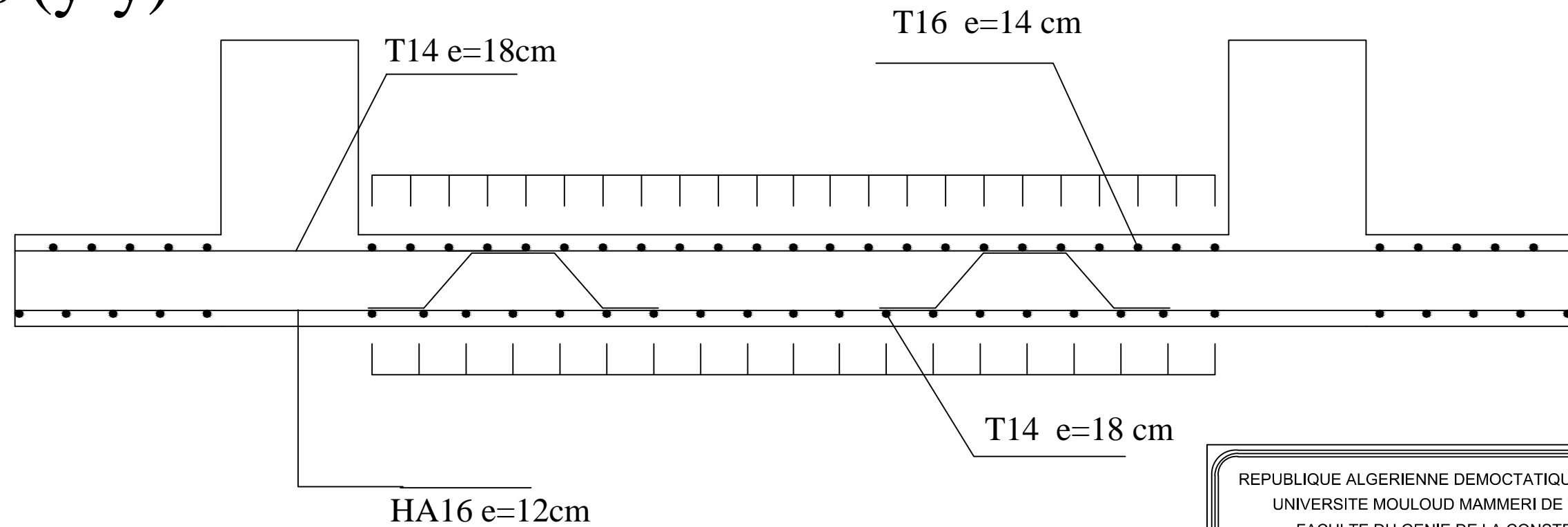
PROMOTION 2013/2014

PLANCHE N° ECHELLE 1/50

Sens (x-x)



Sens (y-y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Adja Zahra
 Smail Drifa

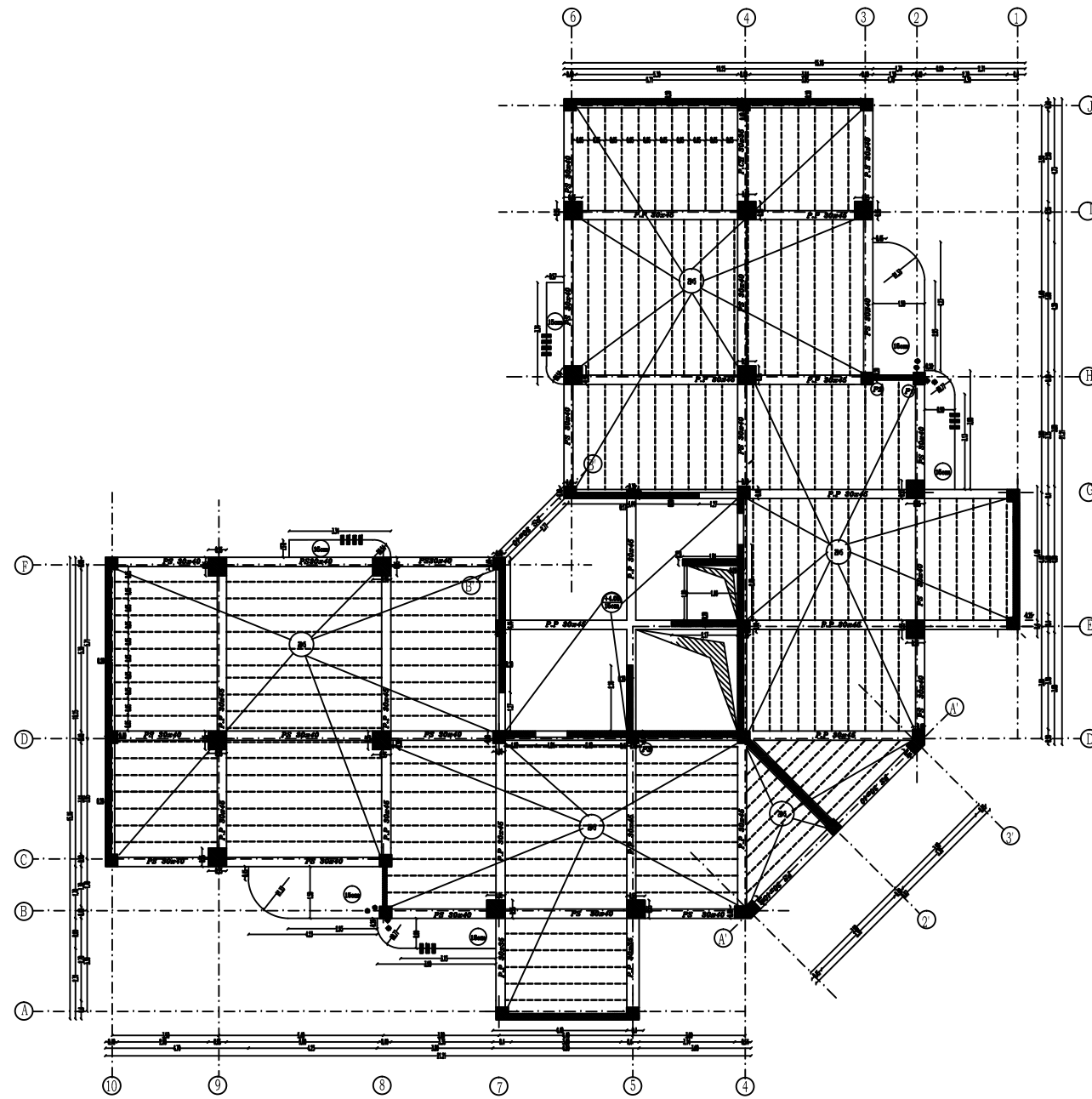
TITRE :
 Ferrailage du tablier

DIRIGE PAR :
 Mr louzai

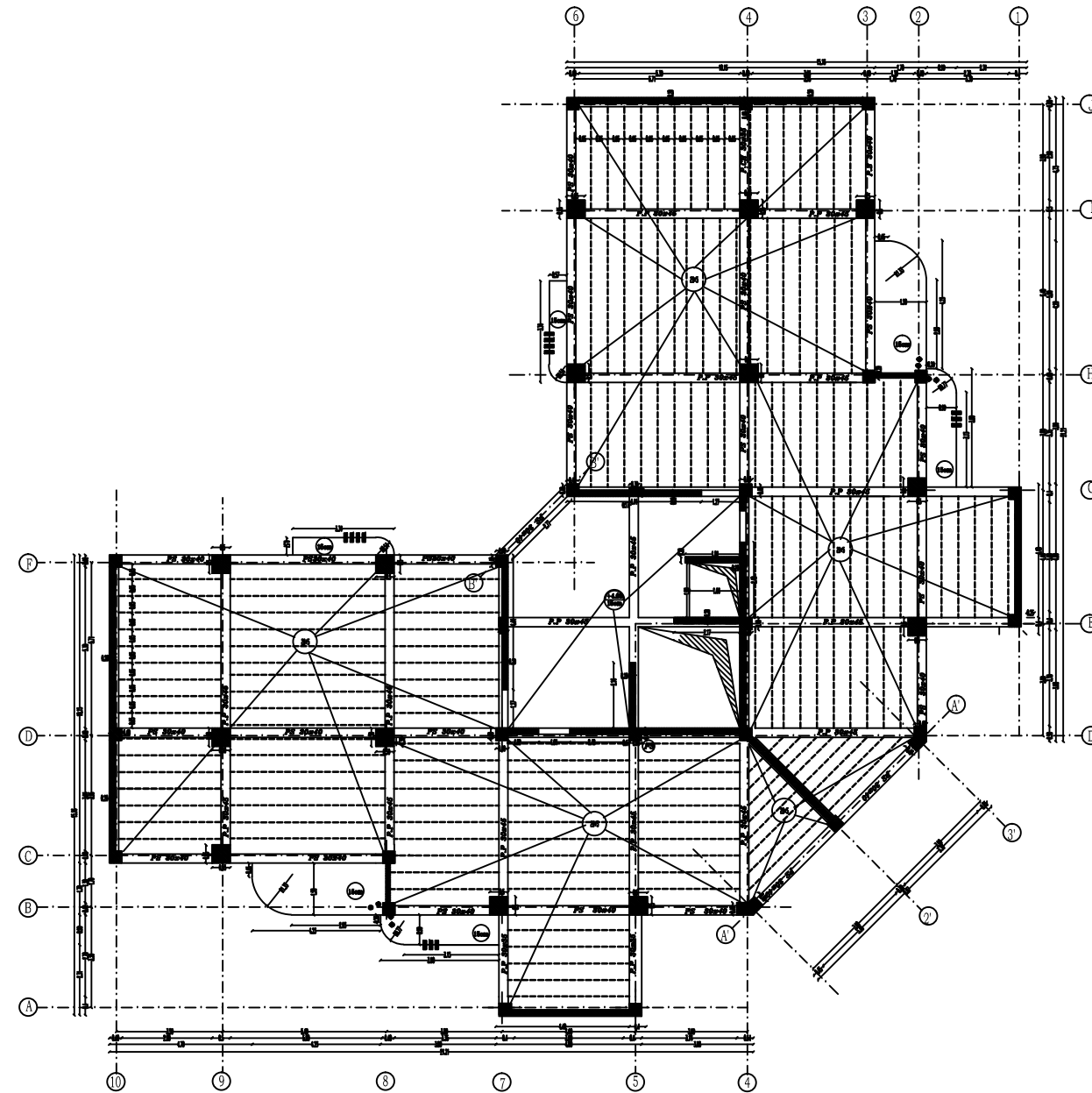
PROMOTION 2013/2014

PLANCHE N°

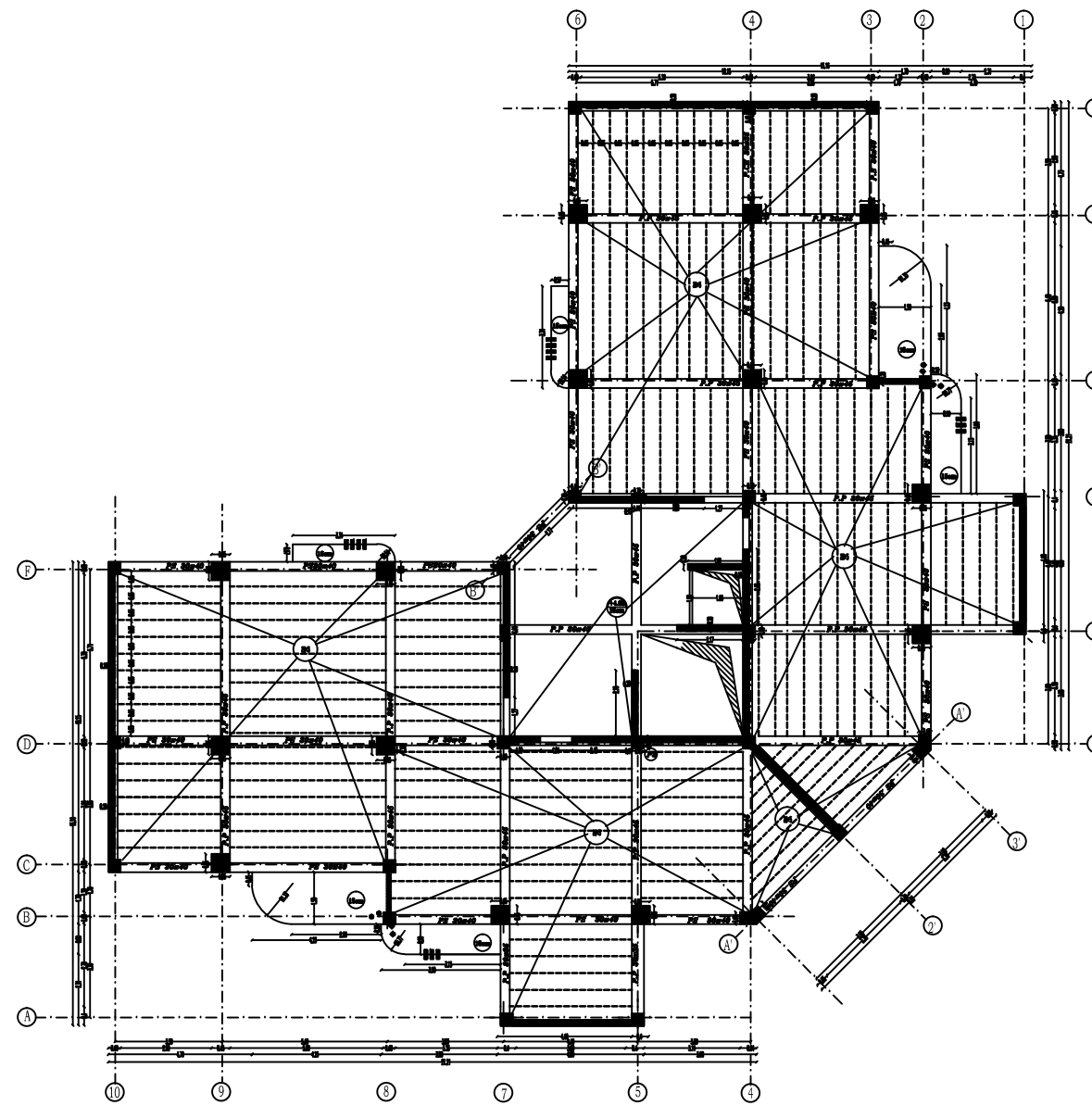
ECHELLE 1/50



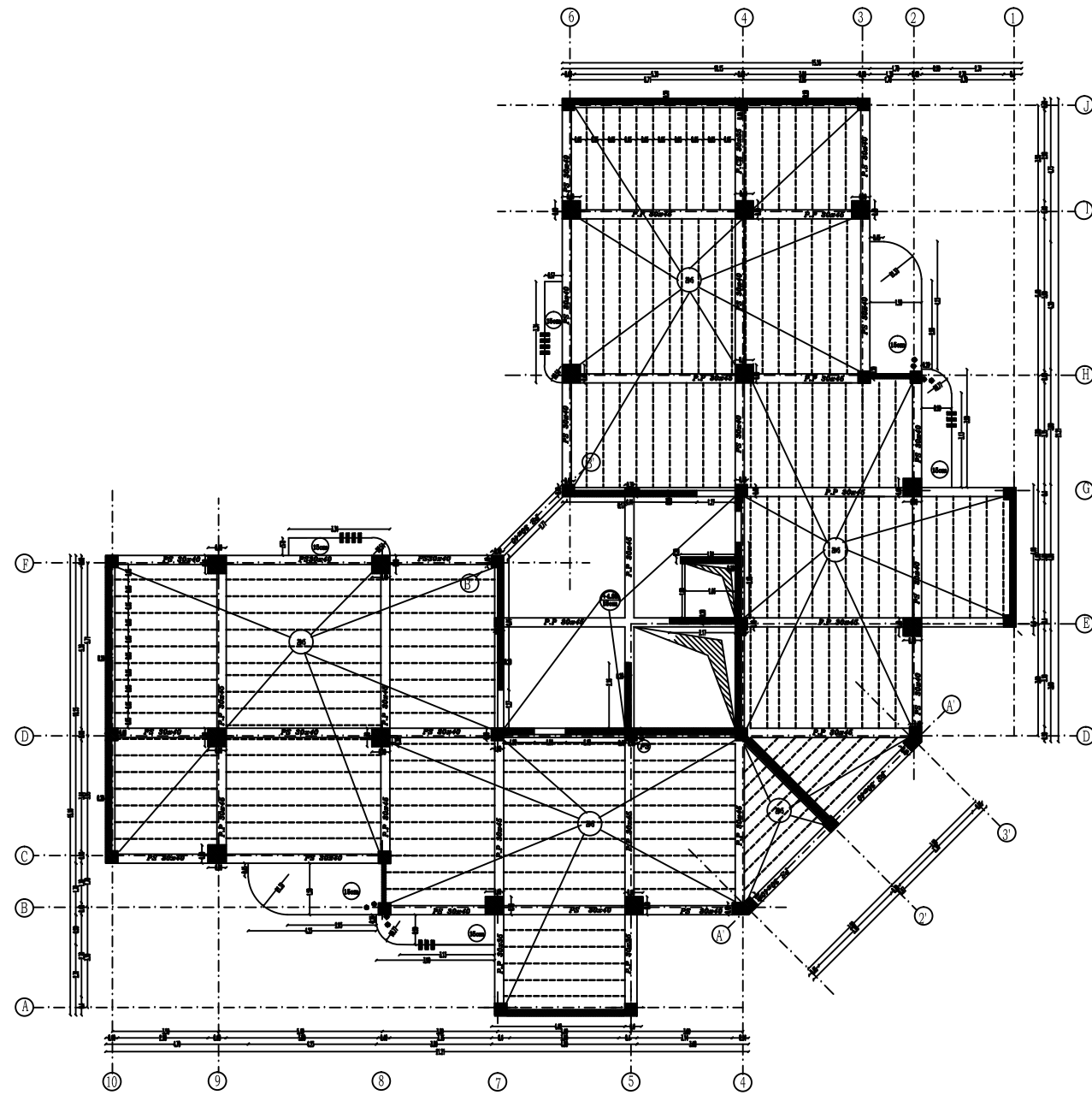
RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRES: COFFRAGE plancher (RDC-1-2)	DOSSIER: PROMOTION:2013/2014 ECHELLE: PLAN N°:
ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra Melle Smail Drifa	
DIRIGE PAR: Mr Louzai	



RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRES:	DOSSIER:
COFFRAGE plancher (3-4-5)	PROMOTION:2013/2014
	EHELLE:
	PLAN N°:
ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra Melle Smail Drifa	
DIRIGE PAR: Mr Louzai	



RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRES:	DOSSIER:
COFFRAGE plancher (6-7-8)	PROMOTION:2013/2014
	ECHELLE:
	PLAN N°:
ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra Melle Smail Drita	
DIRIGE PAR: Mr Louzai	



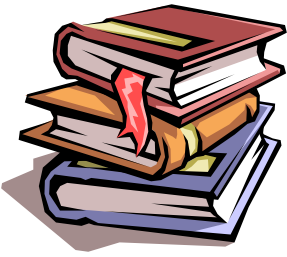
RÉPUBLIQUE - ALGÉRIENNE - DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRES: COFFRAGE plancher (9-10-11-12)	DOSSIER: PROMOTION: 2013/2014 ECHELLE: PLAN N°:
ETUDIE PAR: Melle Adja Zahra Melle Smail Drifa	
DIRIGE PAR: Mr Louzai	

Conclusion

Ce Projet de Fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidées à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

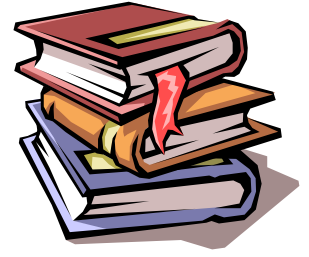
Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Étude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il serve les promotions futures.



bibliographie

bibliographie



- ✓ Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- ✓ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✓ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- ✓ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ✓ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.