

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GINIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études



*En vue d'obtention du diplôme de
master 2 en génie civile.
Option : construction civile
et industrielle.*



Thème:

Étude d'une tour(R+8) à usage d'habitation et commerciale, contreventée par voiles avec l'application du logiciel ETABS

Etudié par :

Melle : MOHAMEDI Malika

Dirigé par:

M^r : GHEOULEM

Promotion:2018/2019

Sommaire

- ◆ **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1 - 6**
- ◆ **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....7 - 17**
- ◆ **Chapitre III : Calcul des éléments.....18 - 66**
 - L'acrotère
 - Les planchers
 - Les balcons
 - Les escaliers
 - Poutre palière
- ◆ **Chapitre IV : Etude de contreventement.....67 - 103**
- ◆ **Chapitre V : Calcul des portiques sous charges verticales.....104 - 134**
- ◆ **Chapitre VI : Etude au séisme.....135 - 148**
- ◆ **Chapitre VII : Calcul des portiques sous charges horizontales.....149 - 162**
- ◆ **Chapitre VIII : Superposition des sollicitations.....163 - 172**
- ◆ **Chapitre IX : Ferrailage des portiques (poutres poteaux**

Introduction

De tout temps le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité (stabilité) a toujours constitué le principal critère et ce au détriment de l'économie. Ajouter à cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance.

Actuellement, les données socioéconomiques ont changée, ainsi la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) , BAEL et le DTR.BC-22

.....

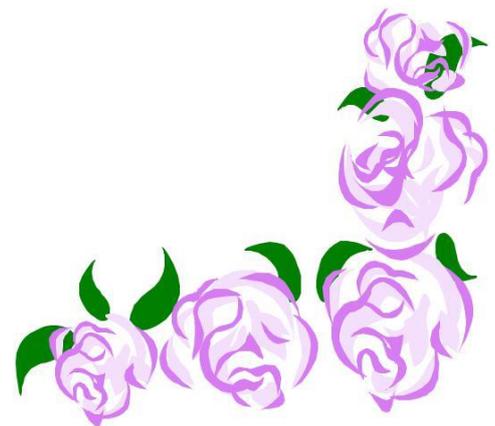
C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Notre travail effectué dans le cadre de ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial. A travers cette étude, nous allons illustrer les différentes étapes du calcul d'une structure. Notre travail est structuré comme suit :

✓ *présentation du projet, objet de notre étude et les différents matériaux utilisés.*
Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).

- ✓ *Calcul détaillé des différents éléments secondaires (acrotère, balcon, escaliers,).*
- ✓ *Modélisation et analyse de la structure en utilisant le logiciel de calcul ETABS*
- ✓ *calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) qui constituent le squelette de notre Structure.*
- ✓ *Etude des différents éléments de l'infrastructure (semelles filantes)*

L'objectif de cette étude comme toute étude de calcul de bâtiment est d'aboutir suivant les différents règlements en vigueur en Algérie aux différents plans de coffrages et ferrillages qui seront mis à la disposition du chantier pour réalisation. Ajouter à cela la maîtrise de l'outil informatique en termes de possibilités de modélisation et ainsi de possibilité de conception et d'optimisation.



Remerciements

Nous remercions au premier lieu, le BON DIEU tout puissant de nous avoir donné le courage, la force pour élaborer ce travail. Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

*Nous tenons à adresser nos sincères remerciement mon promoteur M'**GHEOULEM Kamel** pour ces orientations et sa disponibilité tout le long de mon projet.*

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

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir notre travail.

Mémoires

Je dédie ce modeste travail à :

-A la mémoire de mon père que le bon Dieu le garde
en son vaste paradis

-Ma chère maman qui a été toujours à mes côtés.

-Mes frères : *Djamel ; M'hamed ; Lounes ; Ahmed ; Amrane.*

 - A ma sœur unique Roza , *son marié , et ses enfants adorables*
(*Amar , sami et nina*)

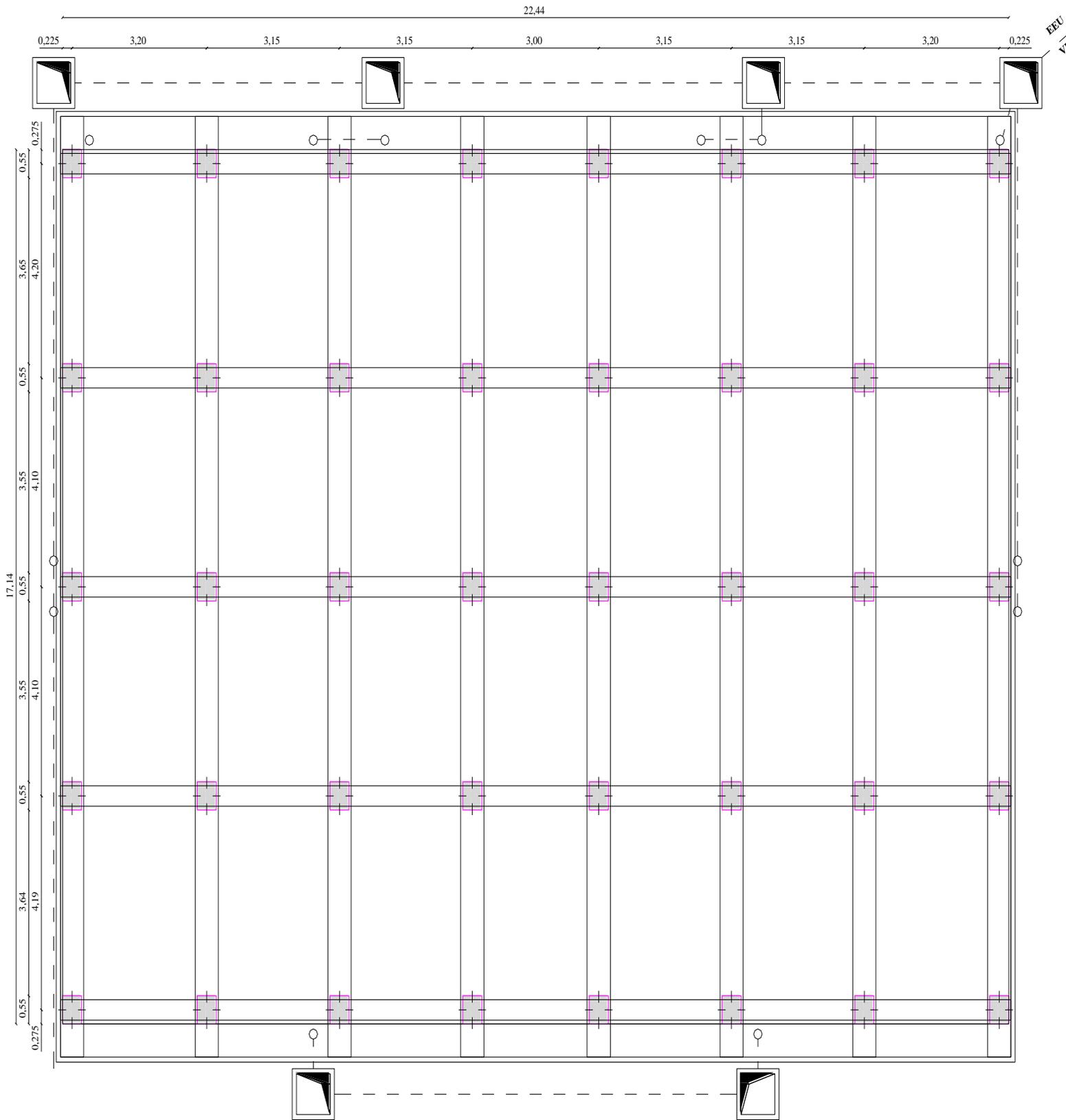
-Ma deuxième famille .

En fin à tous ceux qui me sont chers

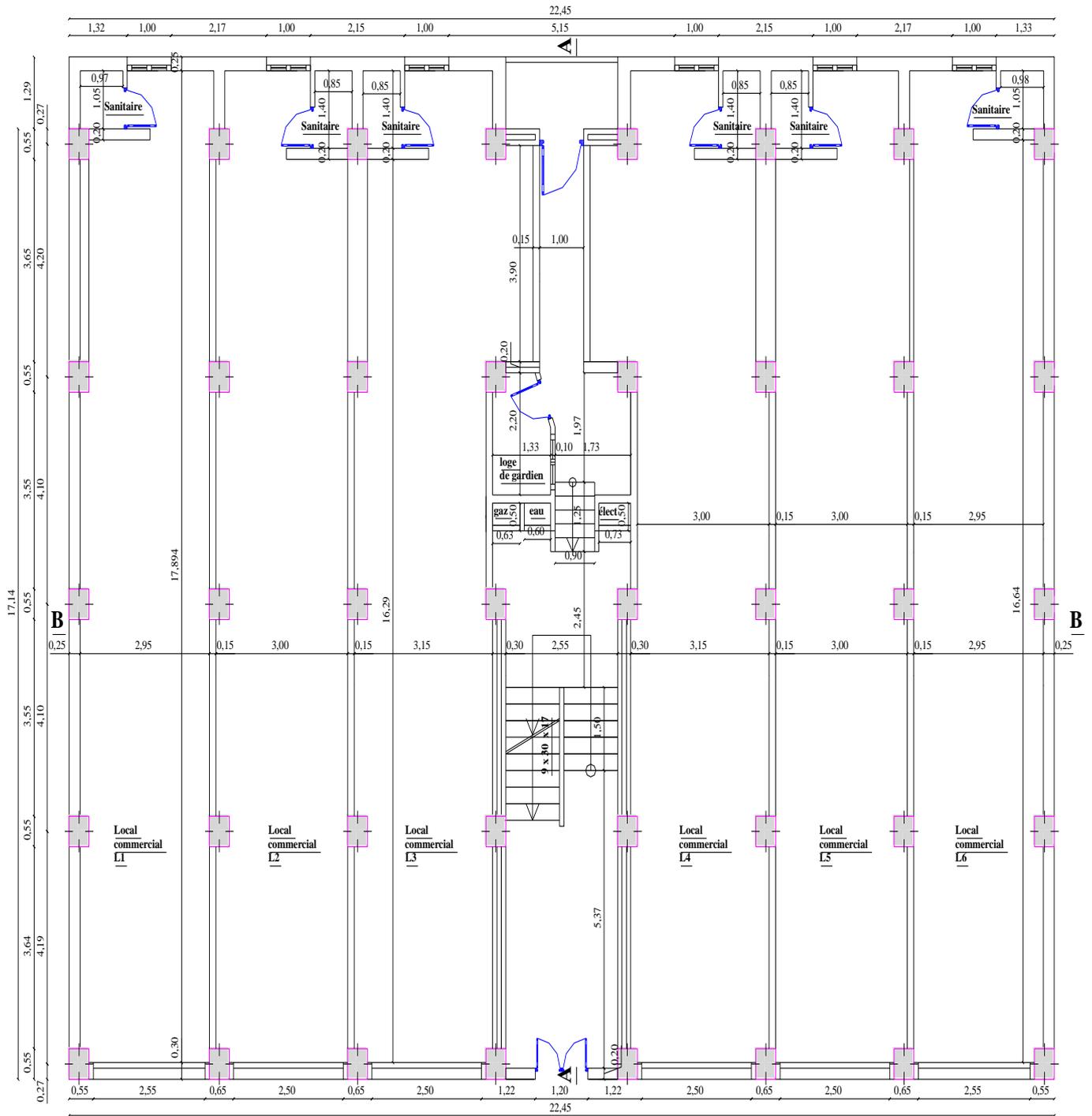
Malika



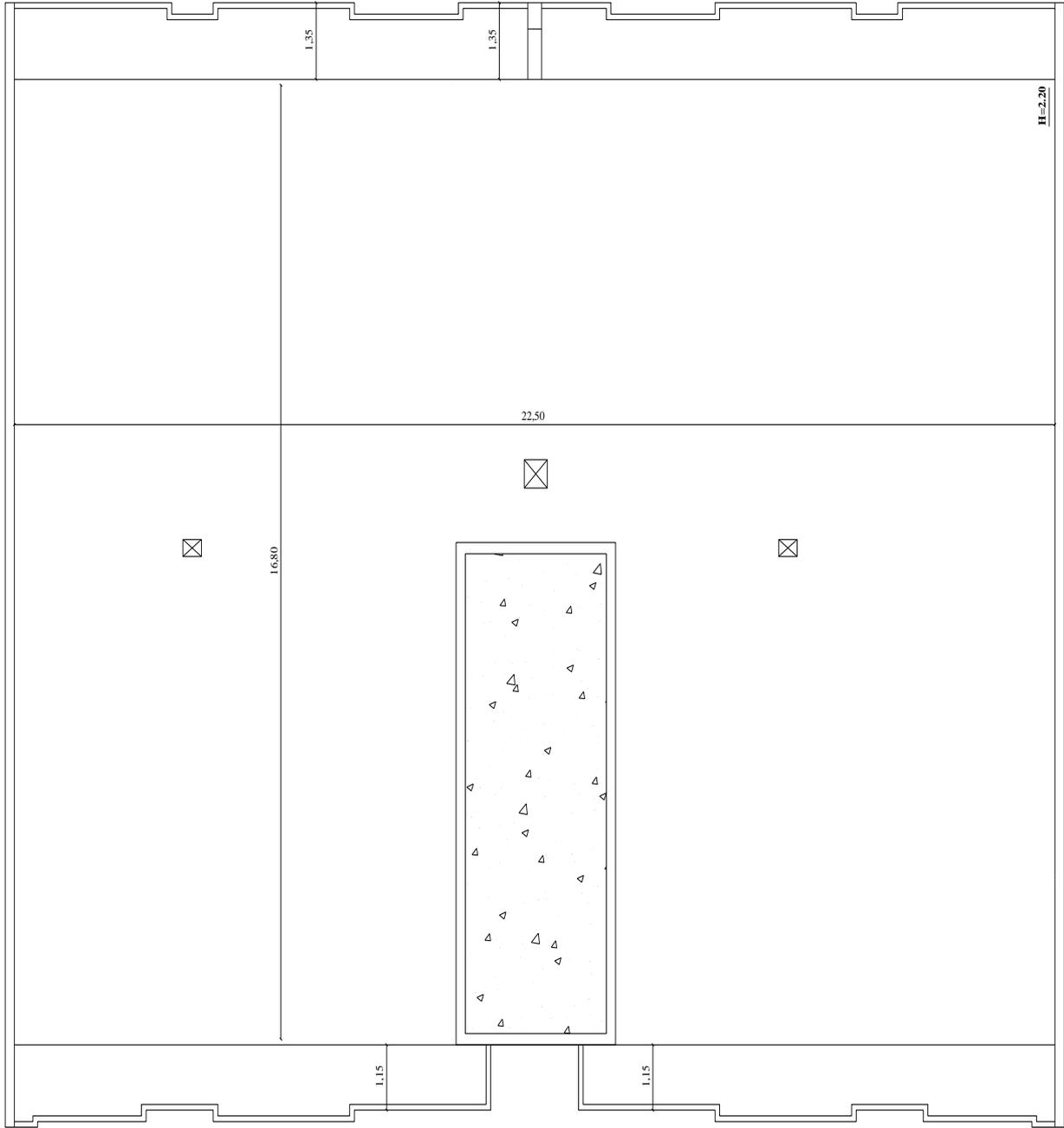
FAÇADE PRINCIPALE



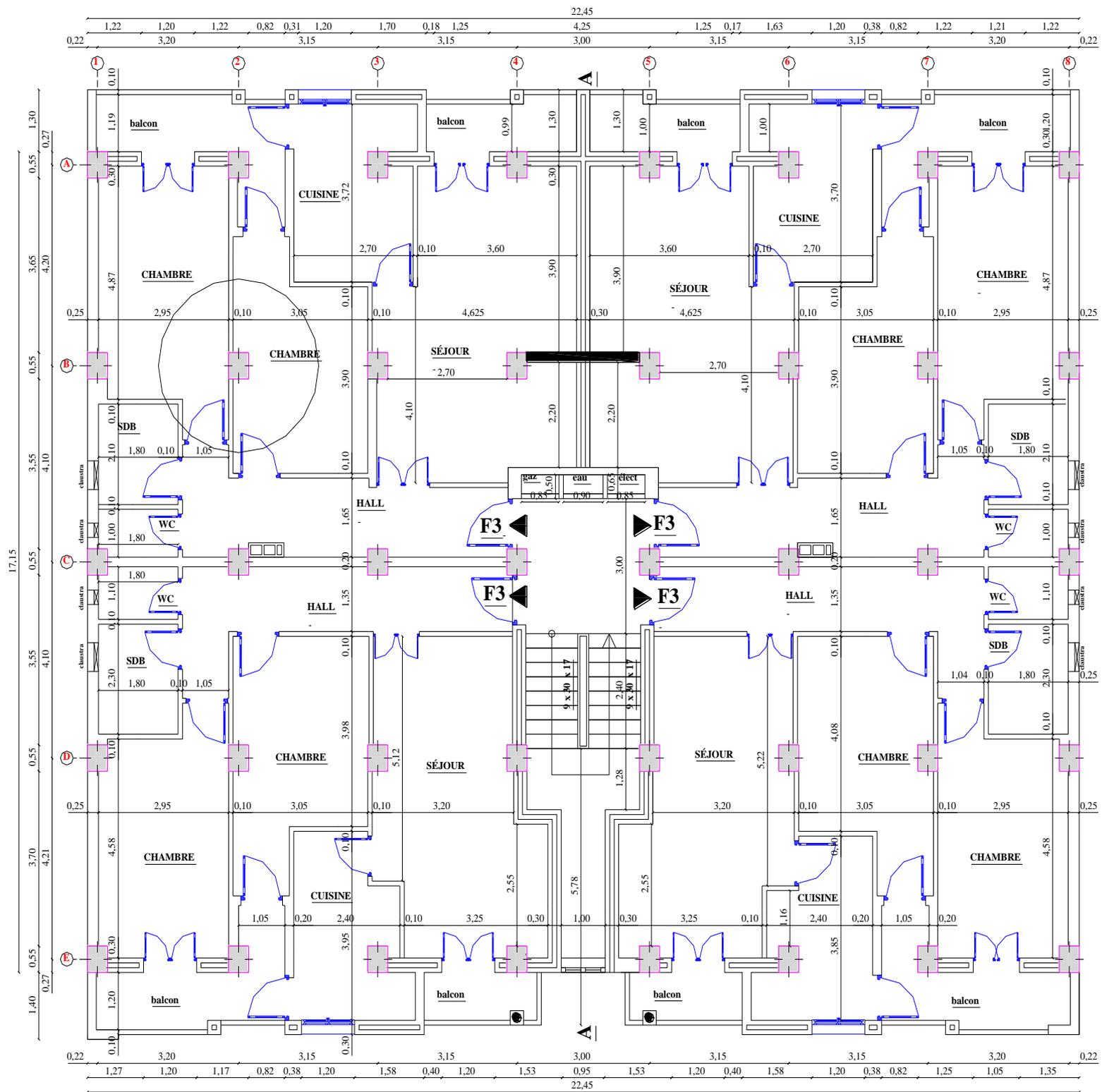
PLAN DES FONDATIONS



PLAN DU RDC



PLAN DE TOITURE



PLAN D'ETAGE COURANT

INTRODUCTION :

Le projet qui nous a été confiée , dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude, porte sur l'étude et le calcul des différents éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commercial .

En ce premier chapitre, on se basera sur la présentation globale de l'ouvrage et ces différentes caractéristiques.

I-1) Description et Présentation de l'ouvrage :

Notre ouvrage consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale, avec un contreventement mixte (poteaux, poutres, voiles). Il sera implanté à "tizi - ouzou "région classé selon le RPA 99, modifier 2003 comme une zone de moyenne sismicité (Zone II a, groupe 2).

I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur total du bâtiment.....	H=22.44 m
Longueur totale du bâtiment	L=22.45m
Largeur total du bâtiment.....	B=17.15m
Hauteur du RDC.....	hr =4,08m
Hauteur de l'étage courant.....	he =3,06m

I-3) Eléments composants la superstructure :

1)- Les planchers :

▪ Planchers en corps creux :

Tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulées sur place ; le plancher terrasse sera équipé d'une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

▪ Dalles pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des portes à faux.

2)-les voiles : sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage, leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

3)- Escalier :Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasse coulés sur place.

4) – Maçonnerie :

▪ **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseurs 10cm avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique et acoustique.

▪ **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en simple cloison en brique de 10cm d'épaisseurs. Leur rôle est la séparation entre les différentes pièces d'un étage du bâtiment.

5) –L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 0,70m de hauteur et 10cm d'épaisseur.

6) – Revêtements : Il sera composé de :

-Carrelage pour les sols.

-Céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisines.

-Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.

-Enduit ciment pour les faces extérieures des murs de façade, la cage

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**A) Béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment de granulat (sable et gravier) et de l'eau, sa composition sera établie par un laboratoire avec les matériaux locaux par une méthode de composition appropriée (exp. : FAURY)

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage est dosé à 350 kg/m³

Dans le cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique par :

a)- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99, CBA93**)

$$\text{Pour } j < 28 \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j > 28 \quad f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

b)- Résistance caractéristique du béton a la traction : (BAEL91/Art2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité instantanée (art A.2.1, 21BAEL91 modifiées 99,CBA93) :

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

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad I_j = 32164,2 \text{ MPA}$$

d) Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad E_{vj} = 10818,86\text{MPa}$$

e) Module d'élasticité transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

où E : le module de YOUNG

ν : Le coefficient de POISSON

$$\nu = \begin{cases} 0,2 \text{ à l'ELS} & (\text{béton fissuré}) \\ 0 \text{ à l'ELU} & (\text{béton non fissuré}) \end{cases}$$

f) Les états limites : ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

*** Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3, 41BAEL91 modifiées 99, CBA93)**

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta(\gamma_b)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{où } f_{bc} : \text{ est la contrainte admissible du béton à la compression}$$

γ_b : est le coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1\text{h} > t > 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ on aura : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

*** Diagramme contrainte- déformation à ELU :(BAEL 91/Art4.3, 31)**

Pour les vérifications à ELU, on doit utiliser pour le béton un diagramme non linéaire dit

« parabole-rectangle »

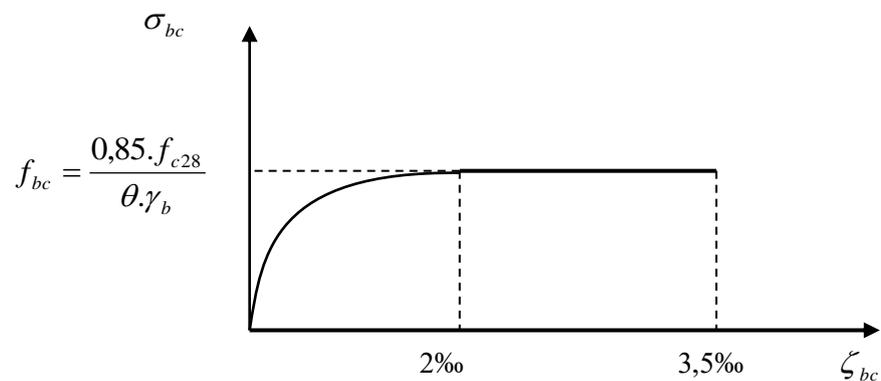


Fig.1.1 : « Diagramme contrainte- déformation » (ELU)

*** Etat limite de service (ELS) : (Art A.4.3, 41BAEL91 modifiées 99, CBA93)**

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

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

$$\text{à } \sigma_b = 0,6 f_{c28} \quad [MPa]$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on aura : } \sigma_b = 0,6 \cdot 25 = 15 \quad [MPa]$$

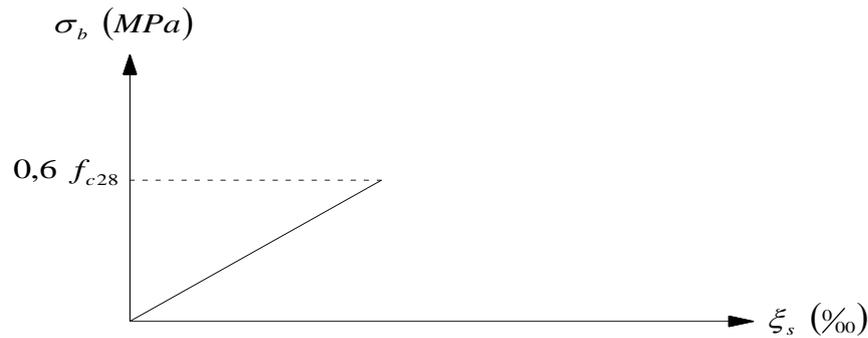


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS)

g) Contrainte tangente conventionnelle du béton : Art : A.5.1.1BAEL 91, CBA93

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

T_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes: (Art: 5.1.2 BAEL 91, CBA93) :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ pour une fissuration préjudiciable.

Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \min (0,18 f_{c28} ; 7 \text{ MPa})$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$:

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ .

B) Les aciers :

Pour la réalisation de la présente structure, on utilisera les types d'acier suivants :

- des aciers haute adhérence (HA), de nuance FeE400 de limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$
- des treillis soudés haute adhérence (HA) : quadrillage en tréfilés soudés électriquement, de 6mm de diamètre et d'une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$.

a) Le module d'élasticité longitudinale (E_s) :

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ pour tous les aciers utilisés, conformément à la réglementation du **BAEL91/Art A.2.2.1**.

b) La contrainte limite dans les aciers (BAEL91/Art A.2.2.1) :

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

Avec γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers ; il a pour valeurs :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Pour les aciers (HA) :

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Pour les treillis soudés (TS) :

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 452 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

Le diagramme simplifié est adopté vis-à-vis des justifications des contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures (à l'ELS)

- **fissuration peu nuisible :**

Pour les éléments intérieurs, aucune vérification n'est à effectuer.

- **fissuration préjudiciable :**

Pour les éléments exposés aux intempéries, la contrainte de traction est telle que :

$$\sigma_s \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91/Art A.4.5.33})$$

- **fissuration très préjudiciable :**

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine ; les acides ; gaz....) , la contrainte de traction dans les armatures tendues est telle que :

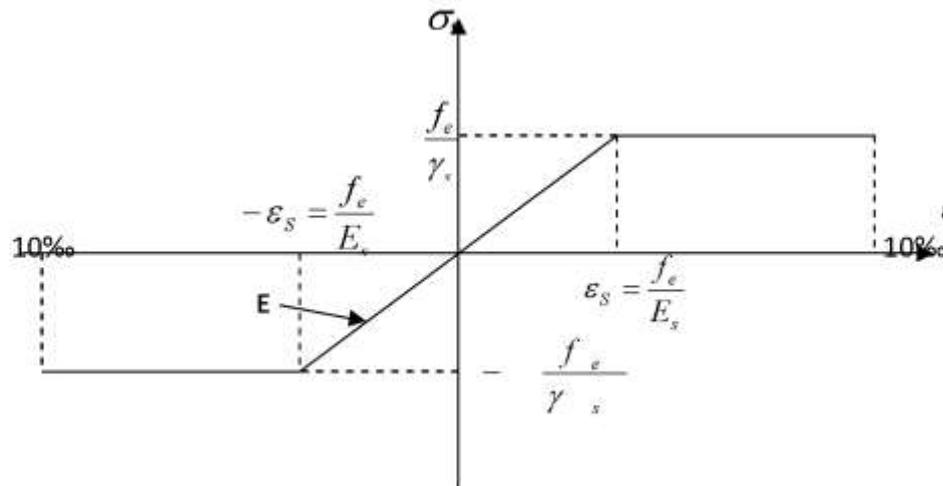
$$\sigma_s \leq \min \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91/Art A4.5.32})$$

$\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ Pour les aciers haute adhérence (HA).

Avec η : le coefficient de fissuration relative.

c) Diagramme contrainte- déformation pour les aciers



FigI-3/ « Diagramme contrainte- déformation pour les aciers» (BAEL 91/Art2.2, 2)

d) Protection d'armatures: (art A. 7.2, 4BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

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

$C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

$C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I) Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II) pré dimensionnement des éléments :

II-1) Les planchers : (BAEL 91 modifier99.Art B.6.5.1)

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : h_t : hauteur totale de plancher.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

D'où :

$$L = 320.$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de (16+4), c'est-à-dire $h_t = 20 \text{ cm}$.

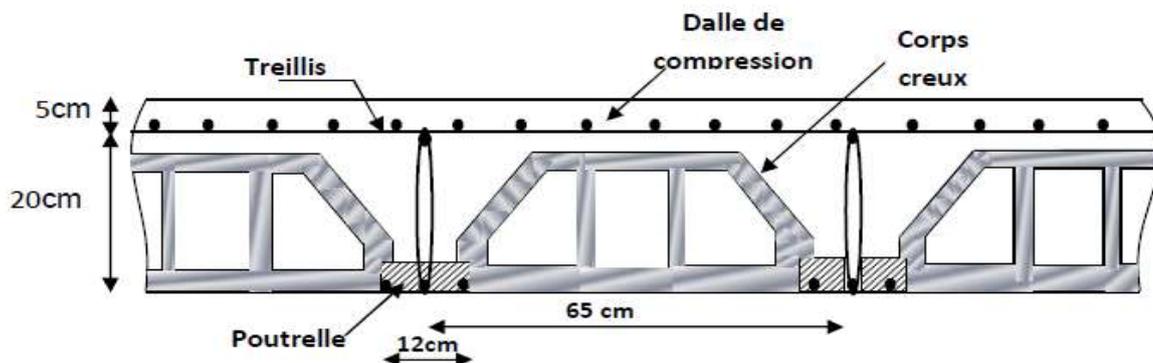


Figure II.1. Coupe d'un plancher à corps creux (Semi préfabriqué)

II-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

- **La hauteur ht :** $L_{\max} / 15 \leq ht \leq L_{\max} / 10$.
- **La largeur de la poutre :** $0,4ht \leq bp \leq 0,7ht$

Avec :

L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{cases}$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a)Poutre principale h : (sens transversal)

- **La hauteur h :**

On a $L/15 \leq h \leq L/10$. Avec $L_{\max} = 4.20 \text{ m} - 0,30 = 3.90 \text{ m}$

d'où :

$$(390/15) \leq h \leq (390/10) \leftrightarrow 26 \leq h \leq 39 \quad \text{On prend } h = 40cm.$$

- **La largeur de la poutre b :**

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm. \quad \text{On prend : } b = 30cm.$$

Enfin la section de la poutre principale considère est (40x30) cm²

• **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003** :(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h / b = 40/30 = 1,33 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Les poutres secondaires (sens longitudinal) : Elles sont parallèles aux poutrelles.

• **La hauteur h :**

On a $L/15 \leq h \leq L/10$. Avec $L_{\max} = 3.20 \text{ m} - 0,30 = 2.90 \text{ m}$

d'où :

$$(290/15) \leq h \leq (290/10) \leftrightarrow 19.33 \leq h \leq 29.00 \quad \text{On prend } h = 30\text{cm.}$$

• **La largeur de la poutre b :**

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

On prend : $b = 25\text{cm.}$

Enfin la section de la poutre secondaire considérée est (30x25) cm²

• **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003** :(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} h = 30\text{cm} > 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ h / b = 30/25 = 1,20 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-3) pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes :

a) **L'épaisseur :**

L'épaisseur est en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et les conditions de rigidité. Avec l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm,

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

◆ Pour l'étage courant :

$$e \geq \frac{306 - 20}{20} \geq 14,30$$

On adopte : $e = 20$ cm

◆ Pour le R D C :

$$e \geq \frac{408 - 20}{20} \geq 19,4$$

On adopte:

$e = 20$ cm

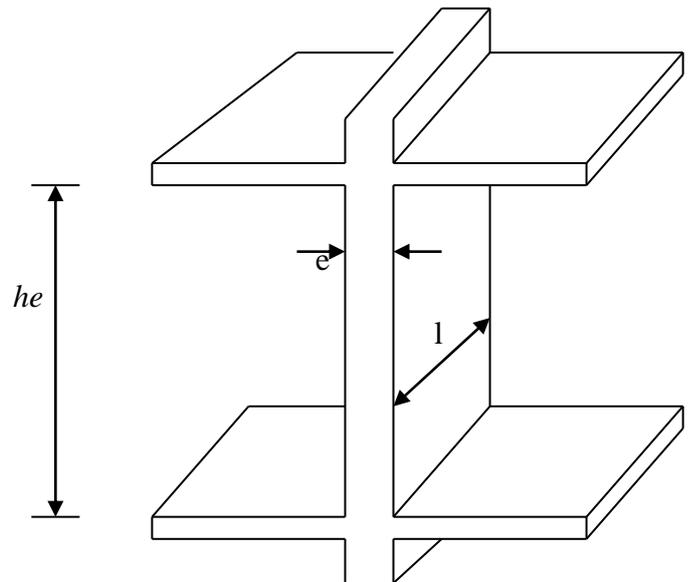


fig II-2 : Coupe d'un voile en élévation.

II -4) Balcons :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastree.

$$e_p \geq L/10$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{ la largeur de la console.} \\ e_p \geq 135/10 \text{ d'où } e_p \geq 13,5 \text{ [cm].} \\ \text{On prend } e_p = 15 \text{ [cm].} \end{array} \right.$

II -5) L'acrotère: L'acrotère est réalisé en béton armé, est assimilé à une console verticale encastree dans les poutres périphériques, ses dimensions sont indiqués dans la

figure suivante :

$$G = \rho_b \cdot S \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ \rho_b : \text{ masse volumique de béton} \\ S : \text{ surface de la section de l'acrotère} \end{array} \right.$$

$$S = [(0,6 \times 0,10) + (0,7 \times 0,2) + (0,03 \times 0,2) / 2]$$

$$S = 0,077 \text{ m}^2.$$

On a $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

D'où: $G_a = 0,077 \times 25 = 1,925 \text{ KN/m}$.

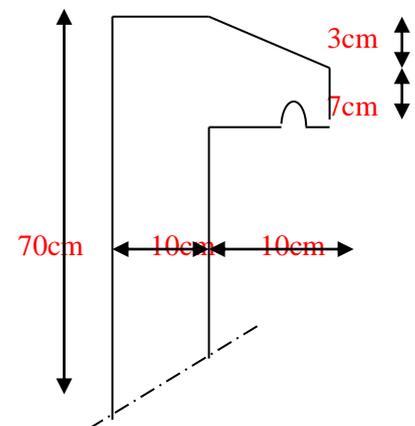
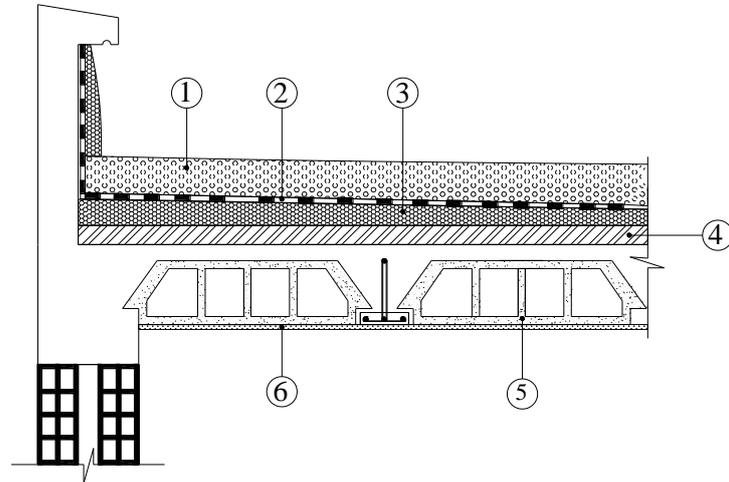


Fig. II-3 : Coupe transversale de l'acrotère.

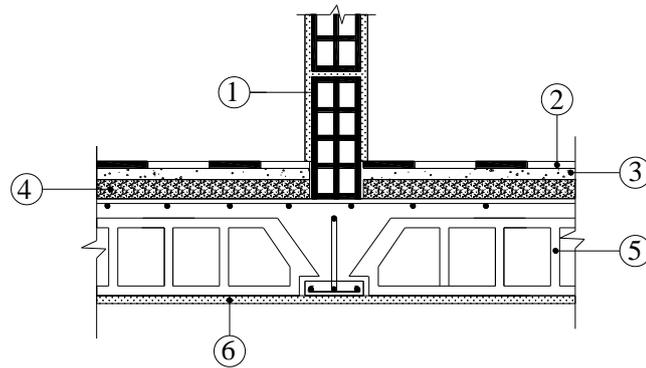
II -6) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation**a) Charges permanente (G) :****a-1) Charges permanentes du plancher terrasse****Fig II-4- Coupe d'un plancher terrasse**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN / m_3]	Charges [KN / m_2]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polygame	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre Sous plafond	0,02	10,00	0,20
				G_{pt}=5,78

Tableau.II.1 : Valeur de la charge permanente G_c de plancher étage terrasse

a-2) Charges permanentes du Plancher d'étage courant

Fig. II-5 : Coupe d'un plancher d'étage courant



N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN / m_2]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				G_{pt}=5,28

Tableau.II.2 : Valeur de la charge permanente G_c de plancher étage courant, RDC

a-3) Les murs en maçonnerie :

- Les murs extérieurs (double cloison en briques creuses) :

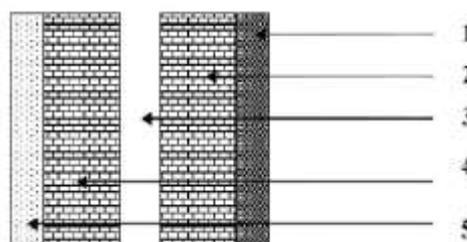


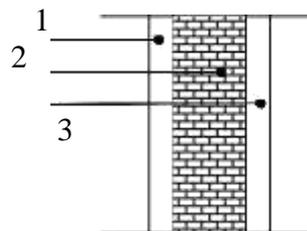
Fig. II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	(KN / m ³)	G (KN/ m ²)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Lame d'air	5	0	0
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				2.36

Tableau.II.3 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

- **Murs intérieurs :** Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et enduit plâtre des 2 faces.

Fig. II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

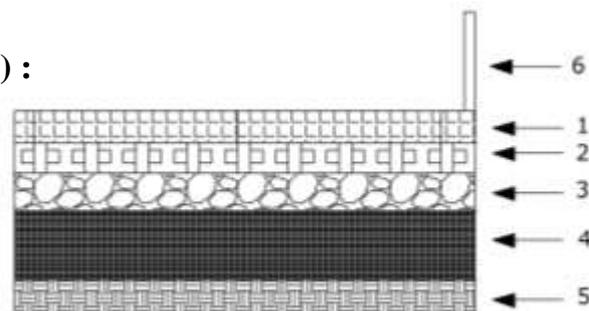


N°	Désignation	Epaisseur (cm)	(KN / m ³)	G (KN/ m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				1.30

Tableau.II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieure)

a-4) Dalle pleine (balcon et porte à faux) :

Fig II-8 : Coupe d'un balcon en dalle pleine



N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20,00	0,40
				G_{pt}=5,53

Tableau.II.5 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine

b) Surcharges d'exploitations :

Plancher terrasse	1 [KN/m ²]
Plancher étage courant : à usage d'habitation.....	1,5 [KN/m ²]
Escalier.....	2,5 [KN/m ²]
L'acrotère.....	Q=1.00 KN/ml
Balcon	3, 5 [KN/m ²]

II-7) pré dimensionnement des Poteaux :

Le dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal ($N_s = G + Q$) pour pré dimensionnement, nous considérons le poteau le plus sollicité.

La section de poteau est donnée par :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{Section de poteau.} \\ \sigma_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton à la compression } (\sigma_{bc} = 15\text{MPa}). \\ N_s : \text{Effort normal de compression à la base du poteau.} \end{array} \right.$

Les dimensions de cette section doivent satisfaire les conditions du qui sont les suivantes :

$$\text{En zone (IIa) : } \begin{cases} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} b_1 : \text{petit coté} \\ h_1 : \text{grand coté.} \end{cases}$

✓ **Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité:** Le poteau le plus sollicité est B2 ;B7 ;D2 ;D7

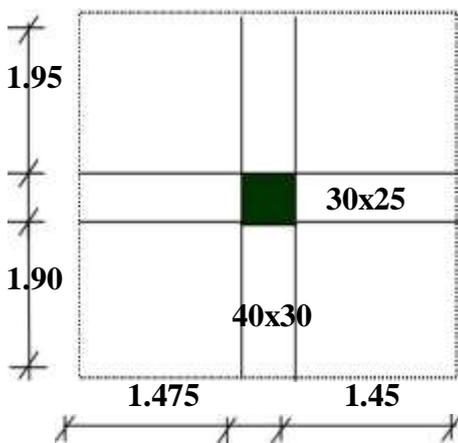


Figure II.9 : surface d'influence du poteau

Surface d'influence :

$S = (1.90+1.95) \times (1.475+1.45) = 11.26 \text{ m}^2$. d'ou $S = 11.26 \text{ m}^2$.

✓ **Calcul du poids des éléments revenant au poteau le plus sollicité:**

a) **Charges permanentes :**

• **Plancher**

- 1 Plancher terrasse $5,78 \times 11.26 = 65.09 \text{ KN}$.
- 2 Plancher courant..... $5,28 \times 11.26 = 59.46 \text{ KN}$.

• **Poutres**

- 3 Poutre principale $(0,40 \times 0,30 \times (1.90+1.95)) \cdot 25 = 11.55 \text{ KN}$.
- 4 Poutre secondaire..... $(0,30 \times 0,25 \times 3,5 (1.475+1.45)) \cdot 25 = 5.48 \text{ KN}$.

Poids total des poutres: $P_t = P_{pp} + P_{ps} = 11.55 + 5.48 = 17.03 \text{ KN}$.

• **Poteaux**

- 5 Poteau d'étage courant..... $(0,3 \times 0,3 \times 3.06) \cdot 25 = 6,885 \text{ KN}$.
- 6 Poteau de RDC..... $(0,3 \times 0,3 \times 4.08) \cdot 25 = 9.18 \text{ KN}$

b) Surcharge d'exploitation :Plancher terrasse..... $Q_{terr} = 1 \times 11.26 = 11.26$ KN.Plancher d'étage courant..... $Q_c = 1,5 \times 11.26 = 16.89$ KN.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} Q_{terr} : \text{surcharge d'exploitation du plancher terrasse: } Q_{terr} = 11.26 \text{ KN} \\ Q_c : \text{surcharges d'exploitations du plancher étage courant : } Q_c = 16.89 \text{ KN} \end{array} \right.$

L'évaluation de l'effort normale *N* et calcul des section au poteau :La descente de charges :

Niveaux	charges permanentes KN					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Section [cm ²]	
	Poids Des Planches	Poids poutres	Poids poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
6	65.09	17.03	/	82.12	82.12	11.26	11.26	93.38	62.26	30x30
5	59.46	17.03	6,885	83.38	165.50	16.89	28.15	193.65	129.10	30x00
4	59.46	17.03	6,885	83.38	248.88	16.89	45.04	293.92	195.95	35x35
3	59.46	17.03	6,885	83.38	332.26	16.89	61.93	394.19	262.80	35x35
2	59.46	17.03	6,885	83.38	415.64	16.89	78.82	494.46	329.64	40x40
1	59.46	17.03	6,885	83.38	499.02	16.89	95.71	594.73	396.49	40x40
RDC	59.46	17.03	9.18	85.67	584.69	16.89	112.60	697.29	464.86	40x40

Tableau.II.6 : L'évaluation de l'effort normale

Donc les sections adoptées sont les suivantes :

(40x40) : pour le RDC , l'étage 1 et 2.

(35x35) : pour les étages 3 et 4.

(30x30) : pour les étages 5 et 6.

-Remarque : Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

II-3.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

$$\text{En zone (IIa) : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- Poteaux (40x40) pour RDC et l'étage 1 et 2

$$\text{Min (40x40)}=40\text{cm}>25\text{cm}$$

$$\text{Min (40x40)}=40\text{cm}>14.30 \text{ cm}$$

$$1 \leq 40/40 \leq 4 = 0.25 \leq 1 \leq 4$$

conditions vérifiées .

- Poteaux (35x35) pour l'étage 3 et 4 :

$$\text{Min (35x35)}=35\text{cm}>25\text{cm}$$

$$\text{Min (35x35)}=35\text{cm}>14.3\text{cm}$$

$$1 \leq 35/35 \leq 4 = 0.25 \leq 1 \leq 4$$

conditions vérifiées .

- Poteaux (30x30) pour l'étage 5 et 6 :

$$\text{Min (30x30)}=30\text{cm}>25\text{cm}$$

$$\text{Min (30x30)}=30\text{cm}>14.3\text{cm}$$

$$1 \leq 30/30 \leq 4 = 0.25 \leq 1 \leq 4$$

condition vérifiée

Vérification au flambement BAEL91(modifié2003)/ArtB8.3.3) :

Afin d'éviter le risque du flambement des poteaux, on doit vérifier que :

$$\lambda = L_f / i \leq 35.$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

S : $b \times h$: Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 L_0$ (bâtiment) L_0 : La longueur libre du poteau.

$I = bh^3/12$: Le moment d'inertie du poteau.

➤ Pour le RDC l'étage 1 et 2

$$L_0 = 4,08 - 0,30 = 3,78 \text{ m.}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,78 = 2,65 \text{ m} = 265 \text{ cm.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{30.30^3}{12.30.30}} =$$

$$\lambda = L_f / i = 265 / 10,103 = 26,24 < 35 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ Pour l'étage courant 3 et 4

$$L = 3,06 - 0,30 = 2,76 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times 2,76 = 1,93 \text{ m} = 193 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{35.35^3}{12.35.35}} = 10,103 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f / i = 193 / 10,103 = 19,10 < 35 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ Pour l'étage courant 5 et 6

$$L = 3,06 - 0,30 = 2,76 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times 2,76 = 1,93 \text{ m} = 193 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{40.40^3}{12.40.40}} =$$

$$\lambda = L_f / i = 193 / 10,103 = 19,10 < 35 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de flambement de notre poteau.

Introduction :

Après avoir définies les caractéristiques de notre ouvrage, nous passons dans ce chapitre au calcul des différents éléments de la structure tels que : l'acrotère, plancher, escalier et balcon. La détermination des armatures se fera pour une bande de 1m de largeur à l'ELU ; et les vérifications sera faite à l'ELS.

III.1) Calcul de l'acrotère : Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise a un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q (1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur

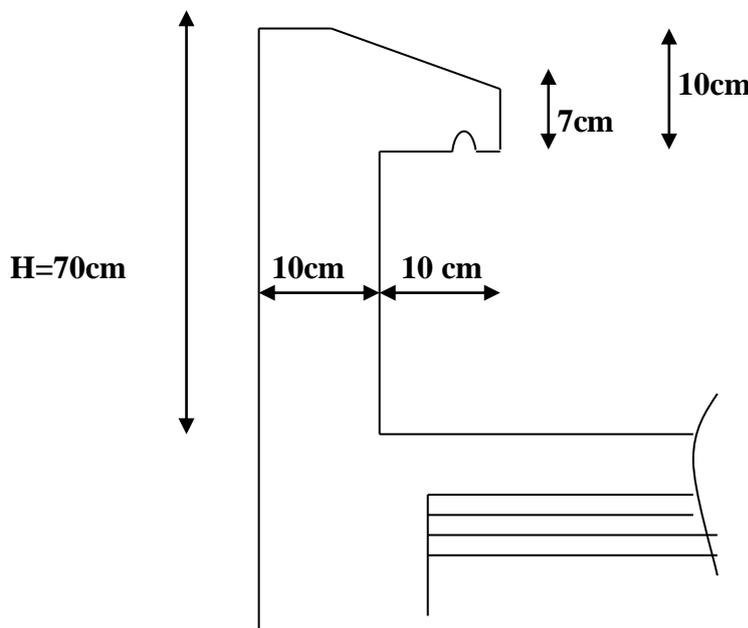


Figure –III-1-Coupe transversale de l'acrotère.

◆Schéma statique :

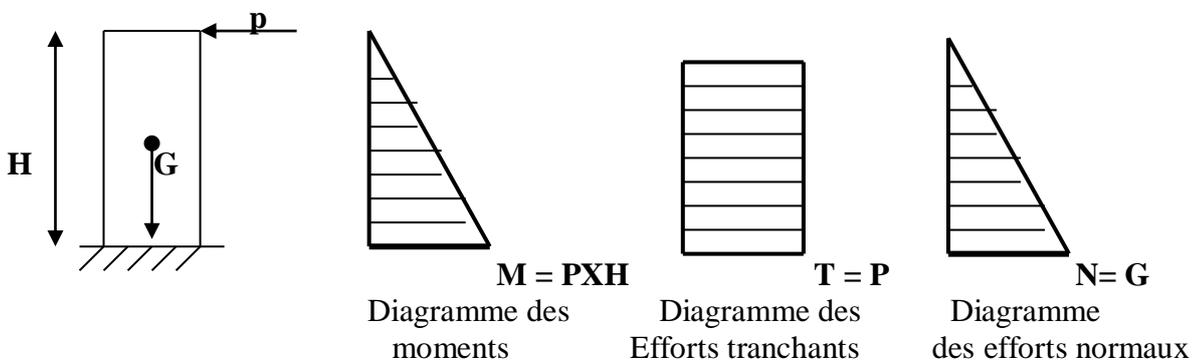


Figure- III-2. Représentation des diagrammes des efforts internes.

III.1-1) Calcul des sollicitations de l'acrotère :

a) *Effort normal compression dû au poids propre G :*

$$G = \rho \cdot S \cdot l_m$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton. } \rho = 25 \text{ KN/m}^3. \\ S : \text{section longitudinale de l'acrotère.} \end{array} \right.$

$$S = [(0,60 \times 0,10) + (0,07 \times 0,20) + (0,03 \times 0,20) / 2]$$

$$S = 0,077 \text{ m}^2.$$

D'où: $G = 0,077 \times 25 = 1,925 \text{ KN/m.}$

b)- *Effort tranchant dû à l'effort horizontal p :*

$$T = p \cdot l_m = 1 \text{ KN.}$$

c) - *Calcul du moment de renversement M dû à la surcharge Q :*

$$M_p = p \times H = 1 \cdot 0,70 = 0,70 \text{ KN.m.}$$

P : Poussée latérale : $p = 1 \text{ KN/ml.}$

H : hauteur de l'acrotère.

III.1-2) Combinaison de charges à considérée :

a)- A l'ELU: La combinaison de charge est : $1.35N + 1.5Q.$

-Effort normale dû à G : $N_u = 1,35G \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,925 \Rightarrow N_u = 2,59 \text{ KN/ml.}$

-Moment de flexion dû à Q : $M_u = 1,5 \cdot M_p \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,70 \Rightarrow M_u = 1,05 \text{ KN.m.}$

b)- Calcul à l'ELS : La combinaison de charge est : $G + Q$

-Effort normal dû à G: $N_s = G = 1,925 \text{ KN/ml.}$

-Moment de flexion dû à Q : $M_s = M_p = 0,70 \text{ KN ml.}$

III.1-3) Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à étudier une section rectangulaire (b x h), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

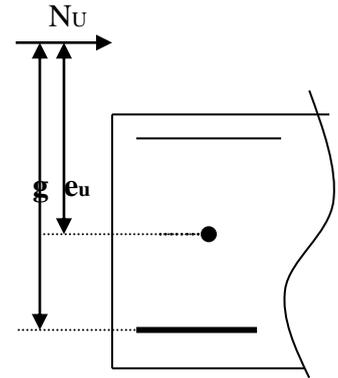
Les dimensions de la section à ferrailer sont les suivantes :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} .$$

α) Calcul à ELU Position de centre de pression :**a-1) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,59} = 0,4m = 40cm$$

$$e_u \geq \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \Leftrightarrow 40 > 3 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$



D'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal « N_u » est un effort de compression, donc la **section est partiellement comprimée**. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif « M_f ».

a-2) Calcul de moment fictif " M_f " :

$$M_f = N_u \times g.$$

$$M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 2,59 \left[0,4 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,002 \right) \right]$$

$$M_f = 1,1 \text{ KN.m}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} g: \text{étant la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.} \\ h: \text{La hauteur transversale de l'acrotère.} \\ c: \text{enrobage} \end{array} \right.$

β) Calcul des armatures fictives en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,1 \cdot 10^2}{100 \cdot 8^2 \cdot 1,42} = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_1 = 0,392$. Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A' = 0$)

On a : $\mu = 0,012$ à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,994$.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{1,1 \cdot 10^2}{0,994 \cdot 8 \cdot 34,8} = 0,40 \text{ cm}^2$$

) Calcul des armatures réelles en flexion composée:

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,4 - \frac{2,59}{34,8} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\mu} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

III.1-4) les différentes vérifications :**1) Condition non fragilité :(Art.4.2.1/BAEL91, modifier99) :**

$$A_{\min} = 0,23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_u - 0,455d}{e_u - 0,185d}\right]$$

$$A_{\min} = 0,23.100.8.\frac{2,1}{400}\left[\frac{40 - 0,455.8}{40 - 0,185.8}\right] = 0,91\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 > A_{\mu} = 0,32\text{cm}^2$$

On remarque que : Les armatures calculées avec la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

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

Soit **$A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$** . Avec un espacement de $e = 1\text{m} / n - 1 = 100 / 4 = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502\text{cm}^2$$

Soit: **$4 \text{ HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$** . Avec un espacement de $e = 50/4 = 12.5\text{cm}$; on prend $e = 25\text{cm}$

2)Vérification au cisaillement :(BAEL91, modifie 99/Art A5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle ultime.

Etant la fissuration préjudiciable (l'acrotère est exposé aux intempéries)

$$\bar{\tau} = \min \begin{cases} \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_{\max} : \text{effort tranchant.} \\ T_{\max} = 1,5Q = 1,5.1 = 1,5\text{KN} \\ \tau_u = 1,5.10^3 / 1000.80 = 0,0187\text{MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 0,0187\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$: La condition est vérifiée.

C'est-à-dire que le béton seul peu reprendre l'effort de cisaillement, par conséquent les armatures transversale ne sont pas nécessaires

3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91, modifier99/A 6.1.3)

Il faut vérifier que : $\overline{\tau_{se}} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\bullet \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

Ψ_s : Coefficient de scellement des barres Ψ : 1,5 pour les barres H.A.

Ψ : 1 pour les ronds lisses.

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 80 \cdot 12,56 \cdot 10} = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1-5) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on doit vérifier :

♦ Dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right]$$

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1,6$ pour HA; $\phi \geq 6 \text{ mm}$) .

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 8} = 0,359 \Rightarrow \beta = 0,9071 \rightarrow K = 0,0257$$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \cdot 10^3}{0,9071 \cdot 8 \cdot 2,51} = 38,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ Dans le béton : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K = 38,43 \cdot 0,0257 = 2,190 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,190 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-6) Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99.Art6.2.3)

On doit vérifier que :

$$F_p = 4 A C_p W_p \leq 1 \text{ kN} \quad \left\{ \begin{array}{l} A : \text{coefficient d'accélération de zone} \\ \quad A = 0,15 \text{ (zone II.a ; groupe 2)} \\ C_p : \text{facteur de force horizontale} \\ \quad C_p = 0,8 \quad (\text{tableau 6-1 du RPA99}) \\ W_p : \text{Poids de l'élément considéré. (} W_p = 1,925 \text{)}. \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,925 = 0,924.$$

$$F_p = 0,924 < 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On note pour les armatures calculées :

- Les armatures réelles (verticales) : **4 HA 8/ml = 2,01 cm², e = 25 cm**
- Les armatures de répartition (horizontales) : **Ar = 2x 4HA 8/ml = 2,01cm², St= 25cm**

III.2) LES PLANCHERS :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

III-2-1) Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place, et aura une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé de type (TS 520, $\phi \leq 6mm$) avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa. le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article (B.6.8,423) du BAEL 91 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20cm d'espacement pour les armatures \perp aux poutrelles.

-33cm d'espacement pour les armatures $//$ aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci-après, et cela pour une longueur $50 \leq l_x \leq 80$ cm (l_x est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm)

Et le ferrailage se fera de la manière suivante :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e}$$

avec : L : la distance entre axe des poutrelles.

$f_e = 520$ MPa treillis soudé (TLE520)

$$A_{\perp} \geq \frac{4.65}{520} = 0,50cm^2$$

Soit : **5HA4 = 0,63cm²** ; Avec un espacement (e = 20cm).

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315cm^2$$

Soit : **5HA4 = 0,63cm²** ; Avec un espacement (e = 20cm).

Donc on adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension : **TS = 200x200.**

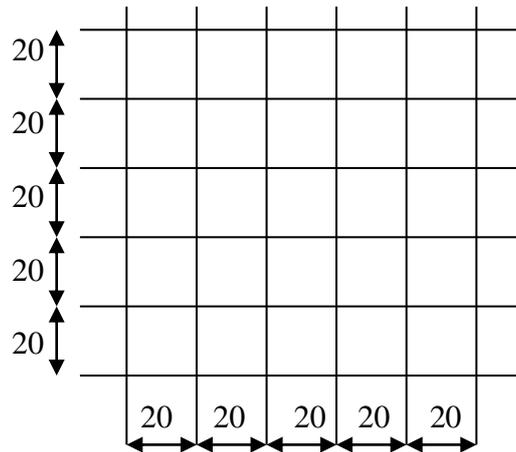


Figure III -3- Schéma du treillis soudé.

III-2-2) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

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

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

◆ charge permanentes :

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62$ KN/ml.

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ KN/ml

D ou $\Rightarrow G = 0,12 + 0,62 = 0,74$ KN/ml.

◆ Surcharge due au poids de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml.

◆ Combinaison de charges : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50$ KN/ml. $\Rightarrow q_u = 2,5$ KN/ml.

1) Détermination des moments fléchissant et les efforts internes :

◆ Moment maximal en travée

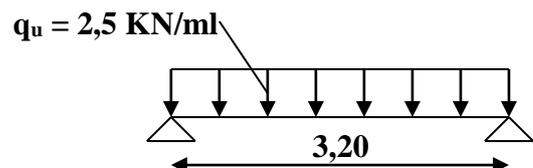
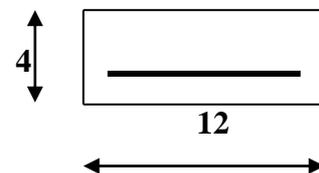
$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5(3,2)^2}{8} = 3,2 \text{ KN.m}$$

◆ Effort tranchant maximal :

$$T_{\text{max}} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \cdot (3,2)}{2} = 4,00 \text{ KN}$$

◆ Calcul des armatures : $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm

$$\mu = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,2 \cdot (10)^2}{12 \cdot 2^2 \cdot 1,42} = 4,69$$



$\mu > \mu_l = 0,392$, \implies la section est doublement armée

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section est insuffisante pour les armatures ; ce qui nous oblige à prévoir un coffrage intermédiaire pour soulager la poutrelle et l'aider à supporter toutes les charges de la dalle de compression, durant la préparation (avant le coulage de la dalle de compression)

2ème étape : après le coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas ; la poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section on T .

Elle supporte son poids propre ; le poids de corps creux et de la dalle de compression ; ainsi que les surcharges revenant au plancher .

1- Détermination des charges et surcharges :

$$* \text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 5,78 \times 0,65 = 3,757 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Combinaison de charges } \begin{cases} \text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,757 + 1,5 \times 0,975 = 6,53 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S : } q_s = G + Q = 3,757 + 0,975 = 4,73 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$* \text{Plancher d'étage courant : } \begin{cases} G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Combinaison de charges } \begin{cases} \text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,43 + 1,5 \times 0,975 = 6,09 \text{ KN/ml.} \\ \text{E.L.S : } q_s = G + Q = 3,43 + 0,975 = 4,40 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Remarque :

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de l'étage courant pour le calcul du ferrailage.

2-Choix de la méthode de calcul : Pour l'évaluation des moments et des efforts tranchant, le BAEL91 nous propose plusieurs méthodes de calculs nous citons :

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

3-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- $Q \leq \max \{ 2G; 5 \text{ KN/ m}^2 \}$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres sont dans un rapport compris entre 0,80 et 1,25

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

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

-Pour notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } Q = 0.975 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 3,43 = 7.514 \text{ KN/m} \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est non préjudiciable. \implies Condition vérifiée

Les poutrelles du plancher ont une même inertie dans les différentes travées \implies Condition vérifiée

Le rapport des travées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{320}{315} = 1.015 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{315}{300} = 1.05 \end{array} \right\} 0.8 < \frac{l_i}{l_i + 1} < 1.25 \implies \text{condition est vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

4-Application de la méthode forfaitaire :

soit α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non penderies

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression ; dans une travée de portée l (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie(q),ce moment vaut :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée .

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1,05)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée dérivée.}$$

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

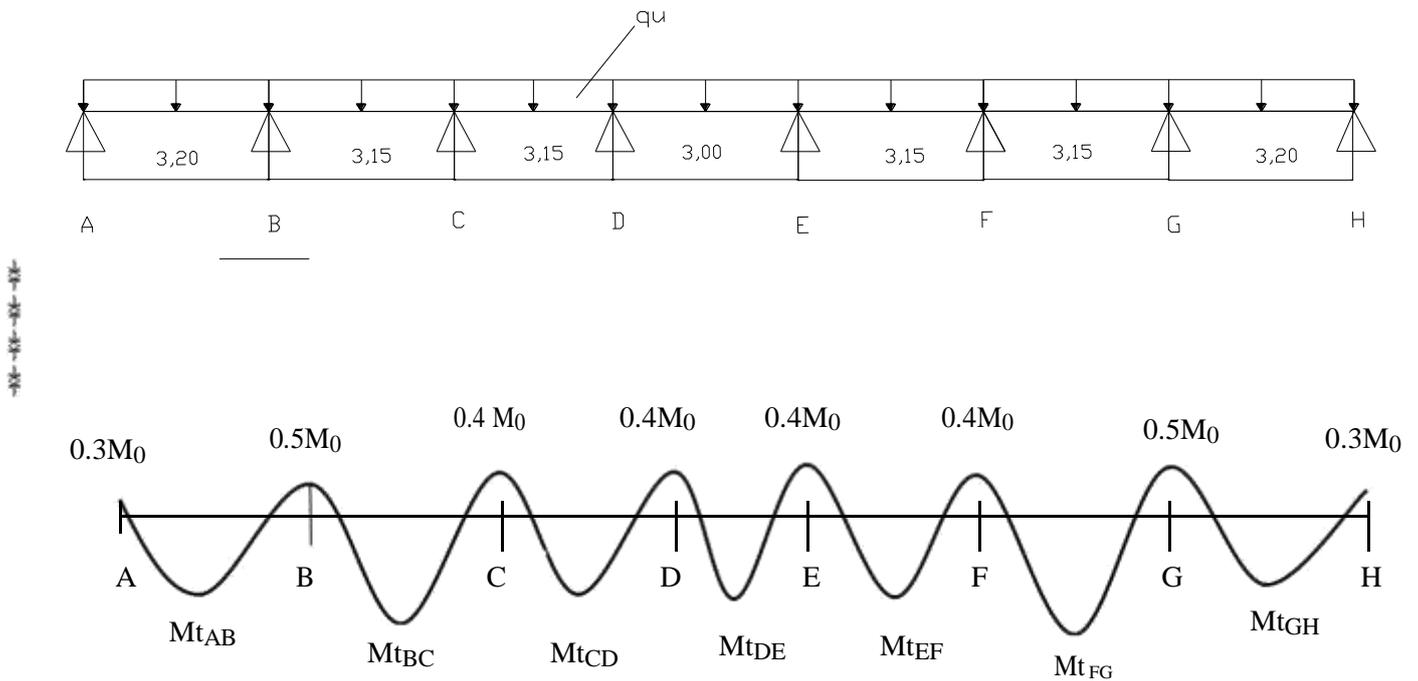


Figure III.4 : schéma statique

5-Calcul des moments fléchissant: Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

a) **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0.975}{3.43 + 0.975} = 0.221 \quad 0 \leq 0.221 \leq 0.667 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On: } \alpha = \mathbf{0.221} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1.066 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633 \end{array} \right.$$

b) **Calcul des moments isostatiques :** $q_u = \mathbf{6.09}$ KN/ml

En travée :

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

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	3,20	3,15	3,15	3,00	3,15	3,15	3,20
M ₀ (KN.m)	7.79	7.55	7.55	6.85	7.55	7.55	7.79

Aux appuis :

$$M_{APPUI} = \beta \cdot M_0^{\max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M appui	2.337	3.895	3.02	3.02	3.02	3.02	3.895	2.337

c) Calcul des moments en travée :

- Travée de rive (A-B) et (G-H)**

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ \quad = -\frac{0.3 + 0.5}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{AB} \geq 0.666M_0 \\ \\ Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633M_0 \end{array} \right.$$

On prend $Mt_{AB} = Mt_{GH} = 0.666 M_0 = 0.666 (7.79) \implies$

$$\boxed{Mt_{AB} = 5.188 \text{ KN.m} = Mt_{GH}}$$

- Travée intermédiaire (B-C) et (F-G)**

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} Mt_{BC} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ \quad = -\frac{0.5 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{BC} \geq 0.616M_0 \\ \\ Mt_{BC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{array} \right.$$

On prend $Mt_{BC} = Mt_{FG} = 0.616 M_0 = 0.616 (7.55) \implies$

$$\boxed{Mt_{BC} = 4.65 \text{ KN.m} = Mt_{FG}}$$

- Travée intermédiaire (C-D) ET (E-F)**

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} Mt_{CD} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ \quad = -\frac{0.4 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{CD} \geq 0.666M_0 \\ \\ Mt_{CD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{array} \right.$$

On prend $Mt_{CD} = Mt_{EF} = 0.666 M_0 = 0.666 (7.55) \implies$

$$\boxed{Mt_{CD} = 5.028 \text{ KN.m} = Mt_{EF}}$$

• Travée intermédiaire (D-E)

$$\text{Max} \left\{ \begin{aligned} Mt_{DE} &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ &= -\frac{0.4 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{DE} \geq 0.666M_0 \\ Mt_{DE} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{aligned} \right.$$

On prend $Mt_{DE} = 0.666 M_0 = 0.666 (6.85) \Rightarrow Mt_{DE} = 4.562 \text{ KN.m}$

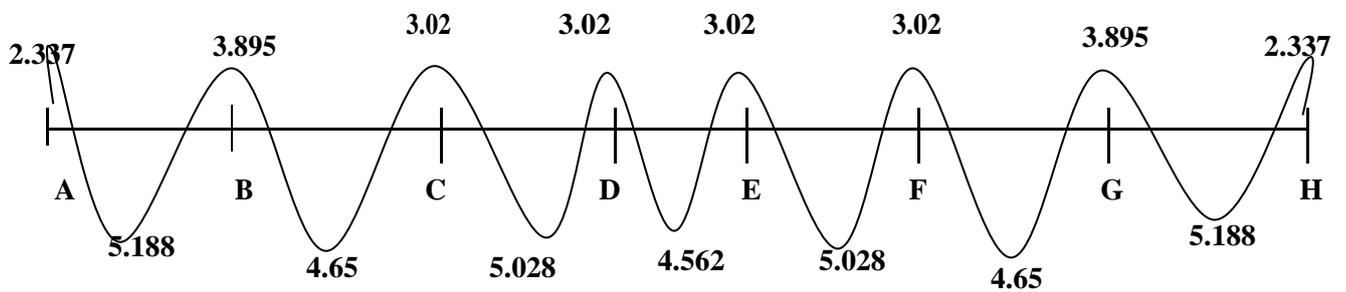


Figure III- 5 - Diagramme des moments fléchissant (kn.m) E.L.U

6- Calcul des efforts tranchants à l' ELU :

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i} \qquad T_e = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	3,20	3,15	3,15	3.00	3,15	3,15	3,20
Me (KN.m)	2,337	3,895	3,02	3,02	3,02	3,02	3,895
Mw (KN.m)	3,895	3,02	3,02	3,02	3,02	3,895	2,337
Tw (KN)	10,23	9,31	9,59	9,14	9,59	9,87	9,26
Te (KN)	-9,26	-9,87	-9,59	-9,14	-9,59	-9,31	-10,23

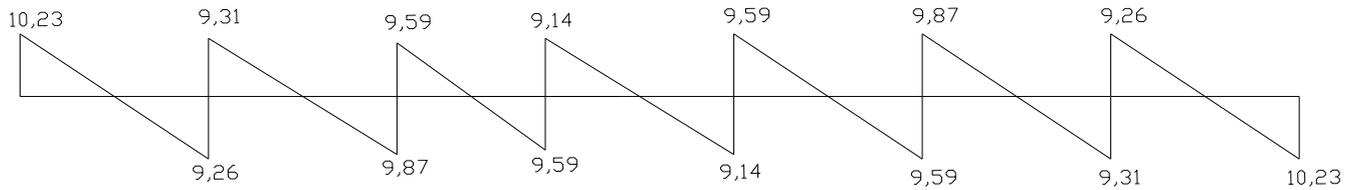


Figure III-6-Diagramme des efforts tranchants (KN) E.L.U

7-Calcul des armatures : Le calcul des armatures sera étudié comme une section en T :

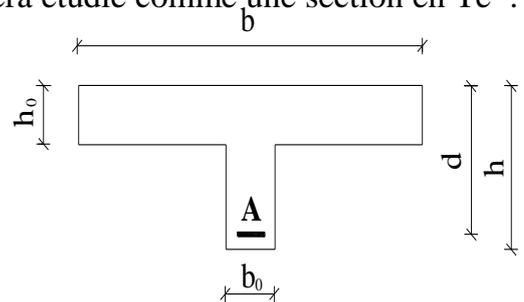
$h = 16+4 = 20\text{cm}$ (hauteur de la section).

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

$c = 2\text{cm}$ (enrobage)

$d = 18\text{cm}$ (hauteur utile)

$b = 65\text{cm}$ (La largeur de la dalle de compression)



a-Calcul des armatures longitudinales des poutrelles :

◆ **En travée :**

Le moment maximal en travée : $M_{\max} = 5.188 \text{ KN.m}$

On calcul le moment équilibre par la table de compression

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} \cdot f_{bc}$$

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left\{ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right\} \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t \rightarrow$ L'axe neutre se tombe dans la table de compression, donc une partie de la table est comprimée, pour cela la section sera calculée, comme une section rectangulaire (h . b) de dimensions suivantes :

Largeur $b = 65\text{cm}$,

hauteur utile $d = 18\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.188 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.0173$$

$\mu = 0,0173 < \mu_1 = 0,392$. Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A' = 0$)

On a : $\mu = 0,0173$ à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,992$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5.188.10^2}{0.992.18 \cdot 34,8} = 0.834 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.834 \text{ cm}^2 \implies \text{Soit : 3HA8} = 1,51 \text{ cm}^2.$$

◆ **Aux appuis :**

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs

La table de compression est entièrement tendue, la section sera calculée comme une section rectangulaire (bx h) = (12x20) cm².

$$M_{\max} = 3.895 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.895.10^3}{12.18^2 \cdot 14,2} = 0.07$$

$\mu = 0,070 < \mu_1 = 0,392$. Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A' = 0$)

On a : $\mu = 0,07$ à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,965$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3.895.10^2}{0.965.18 \cdot 34,8} = 0.644 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.644 \text{ cm}^2 \implies \text{Soit : 1HA12} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

b-Calcul des armatures transversales des poutrelles : [Art A.7.2,2/BAEL 91 modifié 99]

Il faut que le diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

- ϕ_t : Diamètre de la barre.
- b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 12 \text{ cm}$).
- h : hauteur de la poutrelle ($h = 20 \text{ cm}$).
- ϕ_l : le plus petit diamètre des aciers longitudinaux (1,0 cm).

A.N :

$$\phi_t \geq \min \left\{ \frac{12}{10}; \frac{20}{35}; 1,0 \right\} \Rightarrow \phi_t \geq \min \{0,57; 1,20; 1,0\} \Rightarrow \phi_t \geq 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 0,60 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,6^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 2HA8 = 1 cm²

c-Espacements entre les barres : (Art A.5.1,22 /BAEL91)

$$St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (16,2; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 16,2\text{cm. On prend } St = 15\text{cm.}$$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivant :

$$\frac{At \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \frac{0,56 \cdot 400}{12 \cdot 15} = 1,24\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5) Les différentes Vérification l'ELU:**1) Vérification de la condition de non fragilité [Art A 4.2,1/BAEL 91 modifié 99]:**

$$A \geq A_{\min}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

$$\text{En travée } A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1,13\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la contrainte l'adhérence et entrainement des barres (Art.6.1.3/BAEL 91):

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{c28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15\text{MPa} \quad \text{Avec } \Psi = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

Avec :

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

$$\sum u_i = n \phi \pi = 3 \cdot \pi \cdot 8 = 75,36\text{cm.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement des barres $\left\{ \begin{array}{l} \psi : 1,5 \text{ pour les barres H.A.} \\ \psi : 1 \text{ pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$

Avec : Tmax: effort tranchant maximal

$$\text{Tmax} = 10,23 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,23 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 75,36} = 0,837\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,837 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis):

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99:) On doit vérifier que :

$$T \leq T_{\max} = \frac{0,4}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec ; } a \leq 0,9 d \quad (a : \text{longueur d'appui de la bielle})$$

On a ;

$$T \leq T_{\max} = \frac{0,4}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0 \cdot f_{c28} = \frac{0,4}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 12 \cdot 2,5 = 129,6 \text{ kn}$$

-Appuis de rive : $T = 10.23 \text{ KN}$ $< T_{\max} = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-Appuis intermédiaires: $T = 10.23 \text{ KN}$ $< T_{\max} = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art 5.4, 312 / BAEL91)

On doit vérifier que : $A_{al} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$

-Appui de rive : $M_{\max} = 2.337 \text{ KN.m}$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(10,23 + \frac{2,337 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 18} \right) = 0,071 \text{ cm}^2$$

On a $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.071 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

-Appui de intermédiaire : $M_{\max} = 3.895 \text{ KN.m}$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(10,23 + \frac{3,895 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 18} \right) = 0,098 \text{ cm}^2$$

On a $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.098 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

5) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

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

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

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

(ζ_{se} la contrainte d'adhérence)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \\ l_s = \frac{1.400}{4.2,835} = 35,27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_s = 40 \times \emptyset = 40 \times 1 = 40 \quad \text{On prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «Lc» est au moins égale à (0,4×Ls) pour les aciers (H.A); Donc: Lc = 0.4×40 = 16 cm

III-2-6) Eude de La poutrelle à l'ELS: $q_s = G + Q = 3,43 + 0,975 = 4,40 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul des moments isostatiques : $q_s = 4,40 \text{ KN/ml}$

En travée :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8}$$

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	3,2	3,15	3,15	3	3,15	3,15	3,2
M0 (KN.m)	5,63	5,46	5,46	4,95	5,46	5,46	5,63

Aux appuis :

$$M_{APPUI} = \beta \cdot M_0^{\max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M appui	1.689	2.815	2.184	2.184	2.184	2.184	2.815	1.689

b) Calcul des moments en travée :**• Travée de rive (A-B) et (G-H)**

$$\text{Max} \left\{ \begin{aligned} Mt_{AB} &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ &= -\frac{0.3 + 0.5}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{AB} \geq 0.666M_0 \\ Mt_{AB} &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633M_0 \end{aligned} \right.$$

On prend $Mt_{AB} = Mt_{GH} = 0.666 M_0 = 0.666 (5.63) \implies$

$$\boxed{Mt_{AB} = 3.749 \text{ KN.m} = Mt_{GH}}$$

• Travée intermédiaire (B-C) et (F-G)

$$\text{Max} \left\{ \begin{aligned} Mt_{BC} &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ &= -\frac{0.5 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{BC} \geq 0.616M_0 \\ Mt_{BC} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{aligned} \right.$$

On prend $Mt_{BC} = Mt_{FG} = 0.616 M_0 = 0.616 (5.46) \implies$

$$\boxed{Mt_{BC} = 3.36 \text{ KN.m} = Mt_{FG}}$$

• Travée intermédiaire (C-D) ET (E-F)

$$\text{Max} \left\{ \begin{aligned} Mt_{CD} &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ &= -\frac{0.4 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{CD} \geq 0.666M_0 \\ Mt_{CD} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{aligned} \right.$$

On prend $Mt_{CD} = Mt_{EF} = 0.666 M_0 = 0.666 (5.46) \implies$

$$\boxed{Mt_{CD} = 3.636 \text{ KN.m} = Mt_{EF}}$$

• Travée intermédiaire (D-E)

$$\text{Max} \left\{ \begin{aligned} Mt_{DE} &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ &= -\frac{0.4 + 0.4}{2} M_0 + \max \{1.05M_0; 1.066M_0\} \Rightarrow Mt_{DE} \geq 0.666M_0 \\ Mt_{DE} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533M_0 \end{aligned} \right.$$

On prend $Mt_{DE} = 0.666 M_0 = 0.666 (4.95) \Rightarrow Mt_{DE} = 3.296 \text{ KN.m}$

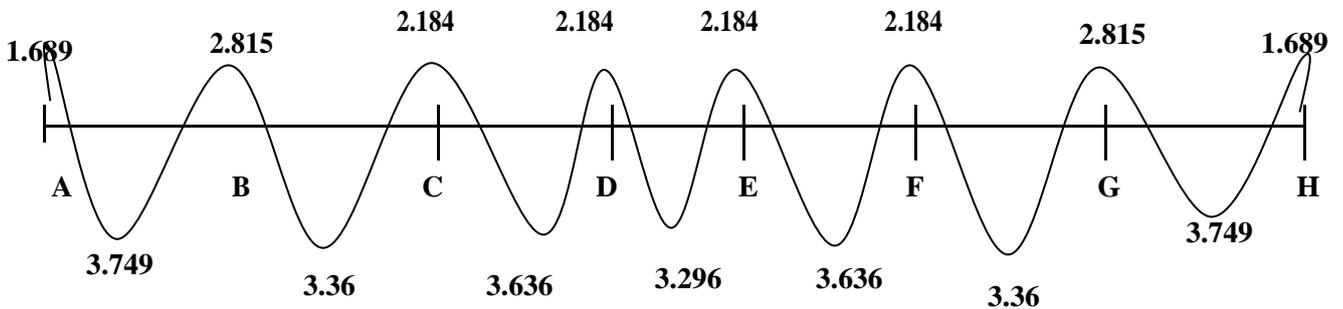


Figure III- 7 - Diagramme des moments fléchissant (kn.m) E.L.S

c- Calcul des efforts tranchants à l' ELS :

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i} \qquad T_e = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	3,2	3,15	3,15	3	3,15	3,15	3,2
Me (KN.m)	1,689	2,815	2,184	2,184	2,184	2,184	2,815
Mw (KN.m)	2,815	2,184	2,184	2,184	2,184	2,815	1,689
Tw (KN)	7,392	6,730	6,930	6,600	6,930	7,130	6,688
Te (KN)	-6,688	-7,130	-6,930	-6,600	-6,930	-6,730	-7,392

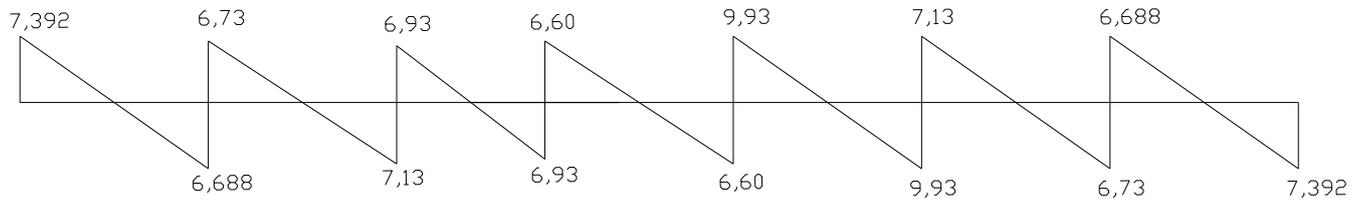


Figure III-8-Diagramme des efforts tranchants (KN) E.L.S

III-2-7) Les différentes Vérification l'ELS:**1)Etat limite de compression de béton :**

On doit donc s'assurer que : $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{B_1 \cdot d \cdot A} \quad ; \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{M_s}{K_1 \cdot \beta_1 \cdot d \cdot A}$$

K_1 et β_1 , sont on fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

-a-Aux appuis : La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est **A= 1,13cm²**,

d = 18cm, b₀ = 12cm, **Ms = 2.815kn.m.**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,523 \quad \text{Des annexes on tire la valeur de } K_1 \text{ et } \beta \rightarrow K_1 = 31,30 ; \beta = 0,892$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,815 \cdot 10^6}{31,30 \cdot 0,892 \cdot 180 \cdot 113} = 4,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,96 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

-b-En travée: La section d'armatures adoptée à l'ELU en travées est **A= 1,51cm²**,

ET **Ms = 3.749kn.m.**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 1,51}{12 \cdot 18} = 0,70 \quad \text{Des annexes on tire la valeur de } K_1 \text{ et } \beta \rightarrow K_1 = 25,98 ; \beta = 0,878$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,749 \cdot 10^6}{31,30 \cdot 0,892 \cdot 180 \cdot 113} = 6,60 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,60 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

2) Etat limite d'ouvertures des fissures : (Art45-3, BAEL91).

Aucune vérification n'est à effectuer car l'élément est couvert. par conséquent, la fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

3) Etat limite de déformation :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}$: hauteur total (20cm)
 \mathbf{L} : portée entre nus d'appuis (L=3.20m)
 $\mathbf{M_t}$: moment max en travée ($M_t=3,749\text{KN.m}$)
 $\mathbf{M_0}$: moment max de la travée isostatique ($M_0=5,63\text{KN.m}$)
 \mathbf{A} : section des armatures.
 \mathbf{b} : largeur de la section.
 \mathbf{d} : hauteur utile de la section droite

$$1- \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.047 > \frac{1}{16} = 0.00625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$2- \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.047 > \frac{3,749}{10 \times 5.63} = 0.066 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$3- \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.047 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

Puisque y a deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire, pour cela il n'y a pas lieu de passer à la vérification des autres conditions.

4) Calcul de la flèche : (Art.B.6.5, 2.BAEL91).

-Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$F_V = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{FV}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : est le moment de flexion maximale de la travée à l'E.L.S.

L : est la longueur de travée ;

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$.

E_v : Module de déformation longitudinal différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 MPa$).

F_v : Flèche due aux déformations longitudinal différées.

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

I_{FV} : Inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée

b et b_0 : les largeur de la table de compression et de la nervure.

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0}$$

$S_{/xx'}$: Moment statique par rapport à (xx') .

B_0 : Aire homogène.

$$B_0 = b_0 \cdot h + 15A$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + 15 \cdot 1,51 = 262,65 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$S_{/xx'} = 12 \cdot \frac{20^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot 18 = 2807,7 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{2807,7}{262,65} = 10,69 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,69 = 9,31 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I_0 est donné par la formule suivante :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15(V_2 - C)^2 \cdot A_t$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [(10,69)^3 + (9,31)^3] + 15(9,31 - 2) \cdot 1,51 = 9324,59 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{1,51}{12 \cdot 18} = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{4,71 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 180 \cdot 151} = 175,92 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{i28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5,0,007} = 1,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{i28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{i28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,007 \cdot 175,92 + 2,1} = 0,48$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \cdot 9324,59}{1 + 1,2 \cdot 0,48} = 5916,62$$

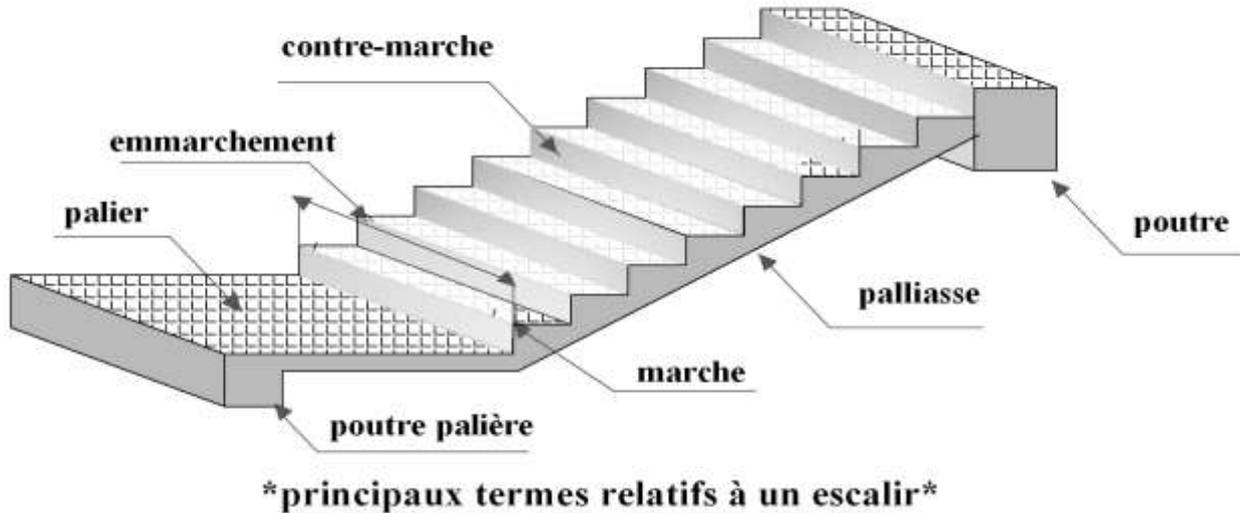
$$F_V = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{FV}} = \frac{4,71 \cdot (350)^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 10818,86 \cdot 5916,62 \cdot 10^4} = 0,09$$

$$\bar{F} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

$F = 0,09 < \bar{F} = 0,7 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les escaliers

L'escalier est une suite de plant horizontale disposé en gradins a fin de permettre de déplace à pied d'un niveau à l'autre, avec la montée et la descente doivent se faire aisément possible et son danger



III-3-1) Calcul des escaliers:

1) Calcul de l'escalier pour l'étage courant :

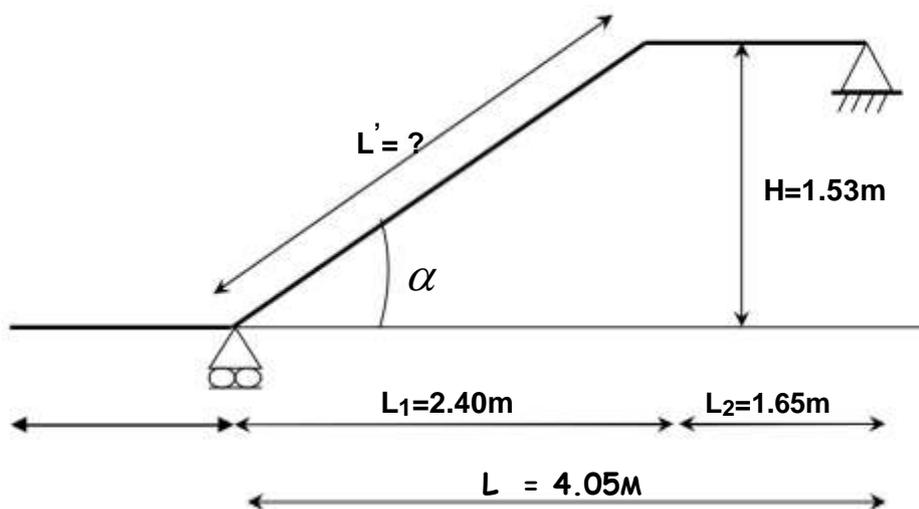


Fig. III-9: Schéma statique d'un escalier

2) pré dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre des marches se fera par relation de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$60 \leq g + 2.h \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

- La hauteur de la marche (h) :

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } h = 17 \text{ cm} .$$

- Le nombre de contremarche. (n) :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- Le nombre de marche. (n - 1) :

$$n - 1 = 9 - 1 = 8$$

- Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

3) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \leq 30 + 2(17) \leq 65 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$n = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- Dimensionnement de la paillasse et du palier :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + \text{longueur de palier de repos} = 1,65 \text{ m} .$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{420}{\cos 29,54^\circ} = 275,8 \text{ cm}$$

$$L_0 = 275,8 + 165 = 440,8 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{440,8}{30} \leq ep \leq \frac{440,8}{20}$$

$$14,7 \leq ep \leq 22$$

On adopte une épaisseur de **15 cm** pour la paillasse et le palier

4) Détermination des charge et surcharge :

a)- Charges permanentes :

Paillasse :

- poids propre de palliasse : (25.0, 15.1) / $\cos a = 4,31 \text{ KN/m}$
- poids propre des marches : (25.0, 17/2)=2,13kn/m
- mortier de pose (2cm) : = 0,44kn/m²
- carrelage (2cm) : = 0,44kn/m²
- enduit mortier de ciment (2cm) : = 0,44kn/m²
- poids propre du garde corps métallique : = 0,6kn/m²

$$G_1=8,36 \text{ KN/ml}$$

Palier :

- poids propre de palier : 25.0, 15=3,75 kn/m²
- mortier de pose (2cm) : = 0,44kn/m²
- carrelage (2cm) : = 0,44kn/m²
- enduit mortier de ciment (2cm) : = 0,44kn/m²

$$G_2=5,07 \text{ KN/ml}$$

b)-surcharge d'exploitation :

$$Q=2,5\text{kn/m}^2$$

5) Calcul des sollicitations à l'E.L.U :1,35 G+1,5 Q

a)- Combinaison des charges :

$$\text{-paillasse : } qu_1=(1,35.8,36+1,5.2,5) = 15,04 \text{ kn/ml}$$

$$\text{-palier : } qu_2=(1,35.5,07+1,5.2,5) =10,59 \text{ kn/ml}$$

b)- Calcul des réactions d'appuis :

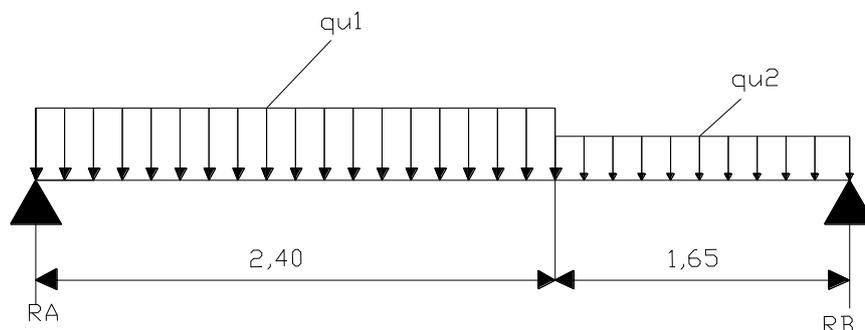


Fig III-10- charge revenant a la palliasse et palier.

$$\begin{cases} F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 15,04(2,40) - 10,59(1,65) = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 53,57 \text{ KN} \\ \sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \cdot x + 15,04 \frac{(2,4)^2}{2} + 10,59 \cdot x \cdot 1,65 \left[\frac{1,65}{2} + 2,40 \right] = 0 \end{cases}$$



RB = 24.61 KN
RA = 28.96 KN

c)-Calcul des efforts internes :

$0 \leq x \leq 2,4m$

$\sum F/Y=0 \Rightarrow T_Y = -15,04x + 28,96$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow T_Y = 28,96 \text{ KN} \\ X=2,4 \Rightarrow T_Y = -7,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$\sum M/A=0 \Rightarrow M_x = -15,04/2 x^2 + 28,96x$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow M_x = 0 \\ X=2,4 \Rightarrow M_x = 26,19 \text{ KN.M} \end{cases}$$

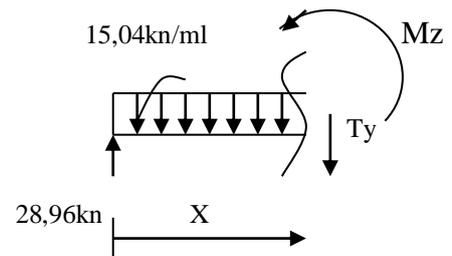


Fig III-11-

$0 \leq x' \leq 1,65m$

$\sum F/Y=0 \Rightarrow T_Y = 10,59x - 24,61$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow T_Y = -24,61 \text{ KN} \\ X=1,65 \Rightarrow T_Y = -7,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$\sum M/A=0 \Rightarrow M_x = -10,59/2 x^2 + 24,61x$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow M_x = 0 \\ X=1,65 \Rightarrow M_x = 26,19 \text{ KN.M} \end{cases}$$

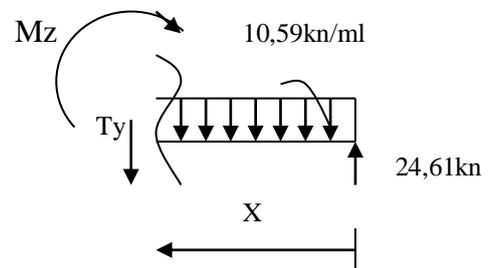


Fig III-12-

d) Calcul de moment maximal M max :

$0 \leq x \leq 2,4m$

$T=0 \Rightarrow 15,04 x - 28,96 = 0 \quad x = 1,92m$

$M_x = -7,52x^2 + 28,96x$

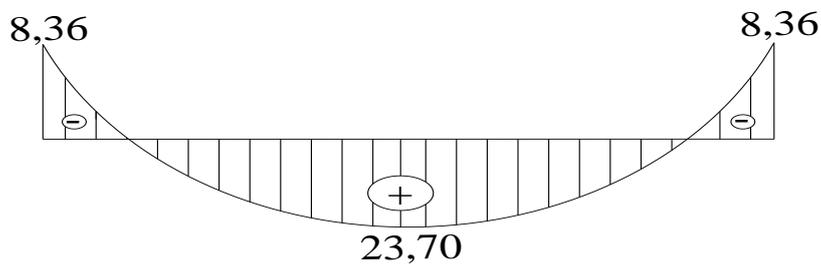
$M_{max} = -7,52(1,92)^2 + 28,96(1,92)$

Mmax = 27,88 kn.m

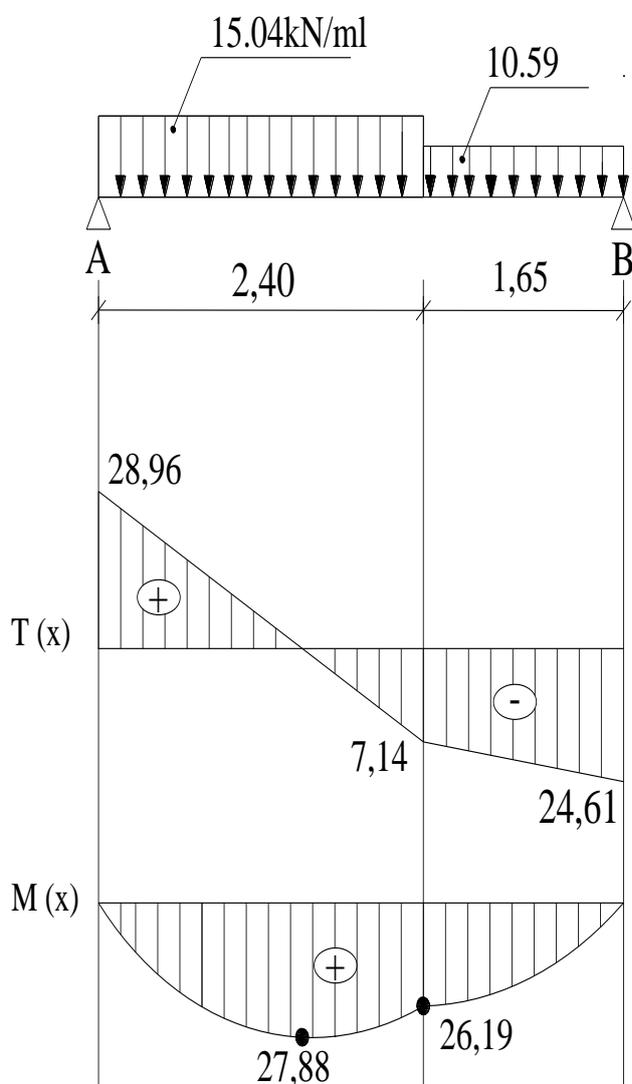
En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis on prend les corrections suivantes :

Au appuis : $M_a = -0,3M_{\max} \Rightarrow M_a = -0,3 \times 27,88 = -8,36 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85 \times 27,88 = 23,70 \text{ kn.m}$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



FigIII-13- : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

6) Calcul des armatures à l'ELU : Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple

a) En travée :

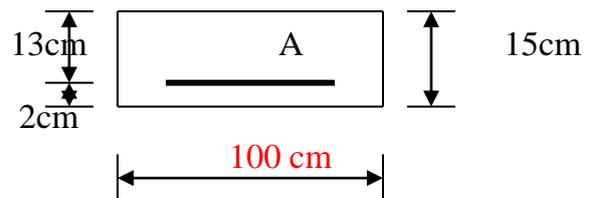
On a $h=15\text{cm}$ $c=2\text{cm}$ $b=100\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,70 \cdot 10^2}{100 \cdot 13^2 \cdot 1,42} = 0,098$$

$\mu < \mu l = 0,392 \Rightarrow$ S. S.A ; à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,958$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{23,70 \cdot 10^2}{0,958 \cdot 13 \cdot 34,8} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$



-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,36 \cdot 10^2}{100 \cdot 13^2 \cdot 1,42} = 0,035$$

$\mu < \mu l = 0,392 \Rightarrow$ S. S.A ; à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,958$.

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{6,09 \cdot 10^2}{0,958 \cdot 13 \cdot 34,8} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

-Armatures de répartition :

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

Chois des armatures $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

7) Les vérifications :

1)-Condition de non fragilité (BAEL91 Art.A.4.2) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

Condition vérifier.

Condition vérifier.

2)Vérification au cisaillement :(BAEL91, modifie 99/Art A5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle ultime.

$$\tau_u = \min(0,2, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \quad \tau_u = \frac{28,96.10^3}{1000,130} = 0,222\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,222 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$: La condition est vérifiée.

3)Vérification de l'adhérence des armatures :(BAEL91, modifier99/A 6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$

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

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\phi\pi = 4. \pi .12 = 150,7\text{mm}.$$

Ψ_s : Coefficient de scellement des barres Ψ : 1,5 pour les barres H.A.
 Ψ : 1 pour les ronds lisses.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{28,96.10^3}{0,9.130.150,7} = 1,64\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}.$ \Rightarrow Condition vérifiée.

4)-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**4-1)-vérification de la contrainte du béton (BAEL91 Art.5.1, 313) :**

Il faut vérifiée que :

$$T_u \leq 0,4. \frac{f_{t28}}{\gamma_b} .0,9.b.d = 0,4. \frac{2,5}{1,5} .100.130,9 = 780\text{KN}$$

$T_u = 28,96 \text{ kn} < 780 \text{ kn} \Rightarrow$ condition vérifier.

4-2)-vérification des armatures longitudinales (BAEL91 Art A 5.1, 321) :

$$\text{Il faut vérifiée que : } A_s \geq \frac{T_u + \frac{M_t}{0,9.d}}{\sigma_s} = \frac{28,96 + \frac{23,70}{0,9.13}}{34,8} = 0,89\text{cm}^2$$

$A_s = 5,65\text{cm}^2 > 0,89\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifier.

5)-vérification de l'encrage des barres au appuis

Calcul de la longueur de scellement :

$$L_s = \Phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{i28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$L_s = 1 \cdot \frac{400}{4,2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palier il faut prévoir des crochés

$$L_c = 0,4 L_s = 19,75 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $L_c = 20 \text{ cm}$

8) Calcul des sollicitations à l'E.L.S : G+Q**a)- Combinaison des charges :**

Paillasse : $q_{s1} = 8,36 + 2,5 = 10,86 \text{ kn/ml}$

Palier : $q_{s2} = 5,07 + 2,5 = 7,75 \text{ kn/ml}$

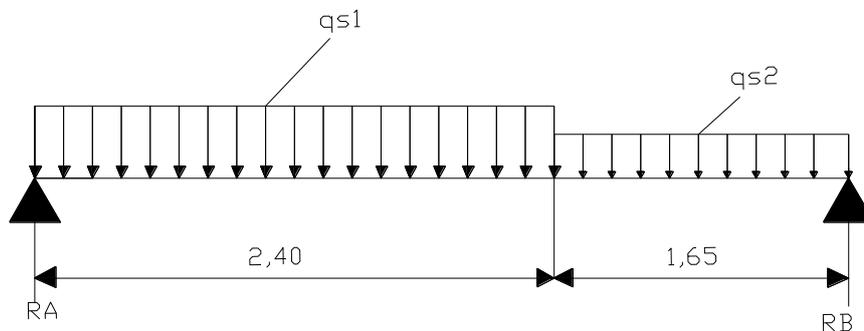
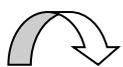
b)- Calcul des réactions d'appuis :

Fig III-14- charge revenant a la palliasse et palier.

$$\left\{ \begin{array}{l} F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 10,86(2,40) - 7,75(1,65) = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 38,85 \text{ KN} \\ \sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4,05 + 10,86 \frac{(2,4)^2}{2} + 7,75 \times 1,65 \left[\frac{1,65}{2} + 2,40 \right] = 0 \end{array} \right.$$



$$\begin{array}{l} \mathbf{R_B = 17,90 \text{ KN}} \\ \mathbf{R_A = 20,95 \text{ KN}} \end{array}$$

c)-Calcul des efforts internes :

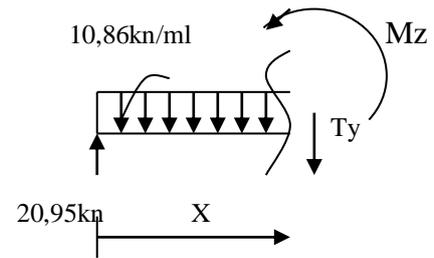
$$0 \leq x \leq 2,4m$$

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow T_Y = -10,86x + 20,95$$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow T_Y = 20,95 \text{ KN} \\ X=2,4 \Rightarrow T_Y = -5,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow M_x = -10,86/2 x^2 + 20,95x$$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow M_x = 0 \\ X=2,4 \Rightarrow M_x = 19,00 \text{ KN.M} \end{cases}$$

**Fig III-15-**

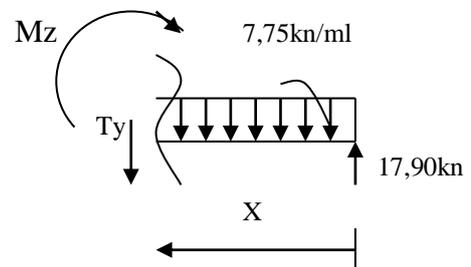
$$0 \leq x' \leq 1,65m$$

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow T_Y = 7,75x - 17,90$$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow T_Y = -17,90 \text{ KN} \\ X=1,65 \Rightarrow T_Y = -5,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow M_x = -7,75/2 x^2 + 17,90x$$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow M_x = 0 \\ X=1,65 \Rightarrow M_x = 19,00 \text{ KN.M} \end{cases}$$

**Fig III-16-****d) Calcul de moment maximal M max :**

$$0 \leq x \leq 2,4m$$

$$T=0 \Rightarrow 10,89 x - 20,95=0 \quad x=1,92m$$

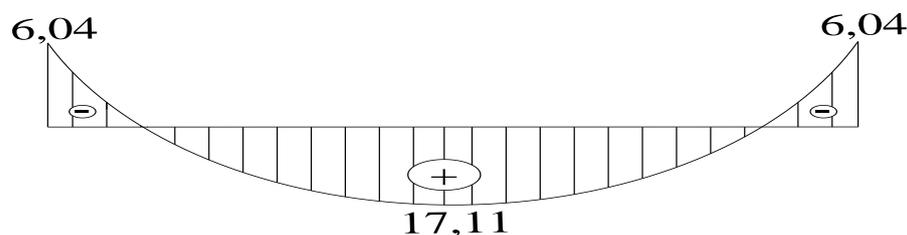
$$M_x = -5,445x^2 + 20,95x$$

$$M_{\max} = -5,445(1,92)^2 + 20,95(1,92) \Rightarrow M_{\max} = 20,15 \text{ kn.m}$$

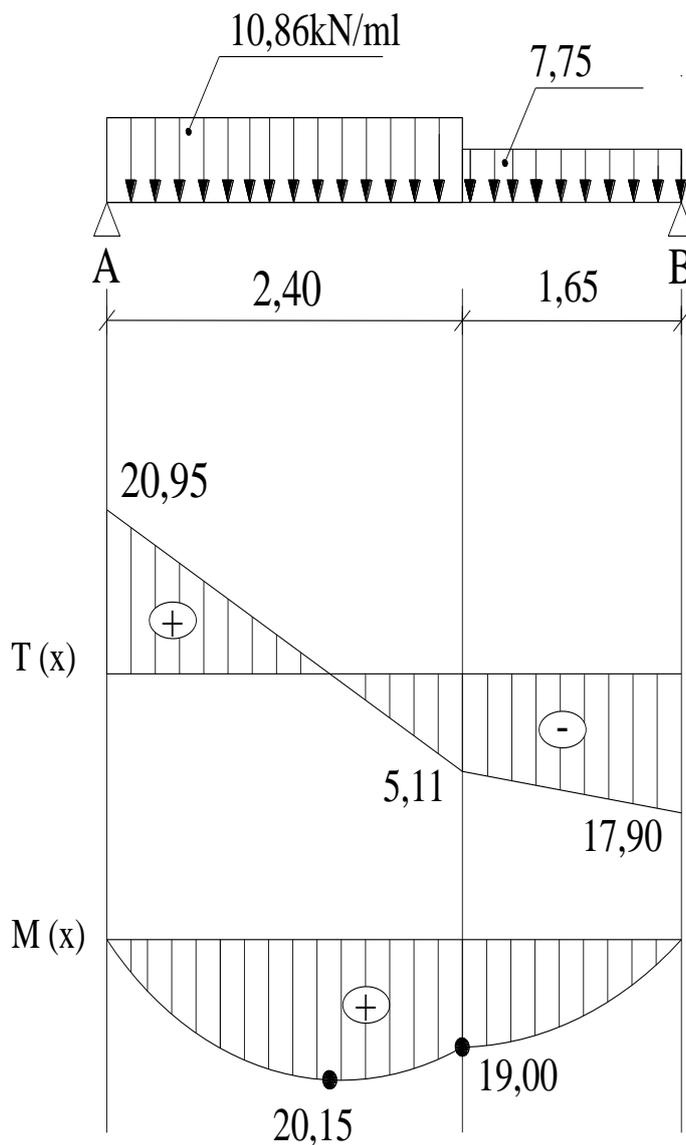
En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis on prend les corrections suivantes :

$$\text{Au appuis : } M_a = -0,3M_{\max} \Rightarrow M_a = -0,3 \times 20,15 = -6,04 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85 \times 20,15 = 17,11 \text{ kn.m}$$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



FigIII-17- : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

9) Les vérifications à l'E.L.S :

Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 A .4.5,3) :

Tout les éléments de l'escalier sont protégée, la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art B.6.6,1) :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}, \quad \sigma_s = \frac{Ms}{B_1.d.A}; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d}$$

- σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'E.L.U ;
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'E.L.S ;
 σ_s : Contrainte dans les armatures à l'E.L.S ;
 ρ^1 : Coefficient ;
A : Section total d'armature dans la section de béton ;
d : hauteur utile ;
b₀ : largeur de l'âme de béton ;
M_s : moment de flexion à l'E.L.S
 β^1 et K₁ : coefficient en fonction de ρ^1 .

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100.5,65}{120.13} = 0,362 \Rightarrow K = 38,76; \beta = 0,279$$

$$\sigma_s = \frac{6,04.10^6}{0,279.130.565} = 294,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{294,74}{38,76} = 7,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition} \cdot \text{vérifiée}$$

Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B. 6.5 ,1) :

-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10. M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A_s}{b_0.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Avec :

- L : La portée de la travée entre les appuis ;
H : Hauteur total de la section ;
d : Hauteur utile de la section droite ;
b : Largeur (emmarchement) ;
M_t : Moment fléchissant ;
M₀ : Moment max de la travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{360} = 0,0416 < \frac{1}{6} = 0,16 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire, pour cela il n'y a pas lieu de passer à la vérification des autres conditions.

-Calcul de la flèche :(Art.B.6.5, 2.BAEL91).

-Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$F_V = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{FV}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : est le moment de flexion maximale de la travée à l'E.L.S.

L : est la longueur de travée ;

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$.

E_V : Module de déformation longitudinal différée ($E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{MPa}$).

F_V : Flèche due aux déformations longitudinal différées.

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

I_{FV} : Inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée

b et b_0 : les largeur de la table de compression et de la nervure.

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0}$$

$S_{/xx'}$: Moment statique par rapport à (xx') .

B_0 : Aire homogène.

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

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

$$B_0 = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 4,52 = 1567,8 \text{cm}^2$$

$$S_{/xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + 15 \cdot 4,52 \cdot 13 = 12131,4 \text{cm}^3$$

$$V_1 = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I_0 est donné par la formule suivante :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15(V_2 - C)^2 \cdot A_i$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7,74)^3 + (7,26)^3] + 15 \cdot (7,26 - 2)^2 \cdot 4,52 = 30087,26 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,52}{100,13} = 0,003$$

$\rho = 0,003$ des annexes on'a : $\beta = 0,985$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{13,85 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 130,452} = 239,29 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{i28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(5) \cdot 0,003} = 2,8$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{i28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{i28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,003 \cdot 239,29 + 2,1} = 0,26$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \cdot 30087,26}{1 + 2,8 \cdot 0,26} = 19152,76 \text{ cm}^4$$

$$F_V = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{FV}} = \frac{13,85 \cdot 10^6 \cdot (3600)^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 19152,76 \cdot 10^4} = 6,87 \text{ mm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

$F = 6,87 \text{ mm} < \bar{F} = 7,2 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.4) CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

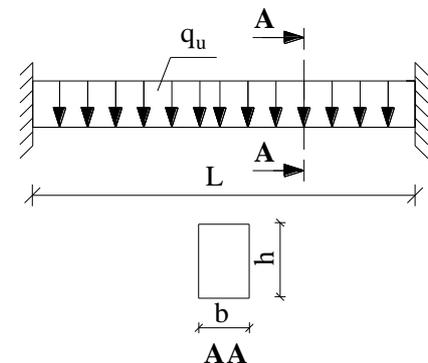
C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur des étages, elle est encastree à ses extrémités dans les poteaux.

C'est une poutre de section rectangulaire, Sa portée est de **3,50 m**.

III-4-1) Pré dimensionnement : Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 25 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \text{ cm} \\ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \end{array} \right.$$

Avec : L : la longueur libre entre nus d'appuis dans le sens considéré. $L = 300 \text{ cm}$



Dou

$$\left. \begin{array}{l} \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \\ 20 \leq h \leq 30 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b = 20 \text{ cm.}$$

Condition de RPA :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-2) Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière soumise a son poids propre

$$\text{Poids propre de la poutre : } (0,20 \times 0,30 \times 25) = 1,50 \text{ KN/ml}$$

Réaction de palier : à partir des diagrammes des efforts internes des escaliers :

$$\text{E.L.U : } R_U = T_U = 28,96 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } R_S = T_S = 20,95 \text{ KN}$$

III-4-3) Calcul des efforts à L'ELU :**a) Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35 \cdot 1,5 + 28,96 = 30,98 \text{ kn/ml}$$

• Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{30,98 \cdot (3,00)}{2} = 46,47 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 46,47 \text{ KN}$$

• Moment isostatique :

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{30,98 \cdot (3,00)^2}{8} = 34,85 \text{ KN.m}$$

- en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 34,85 = 29,62 \text{ KN.m}$

- aux appuis : $M_t = 0,35 M_0 = 0,35 \cdot 34,85 = 12,19 \text{ KN.m}$

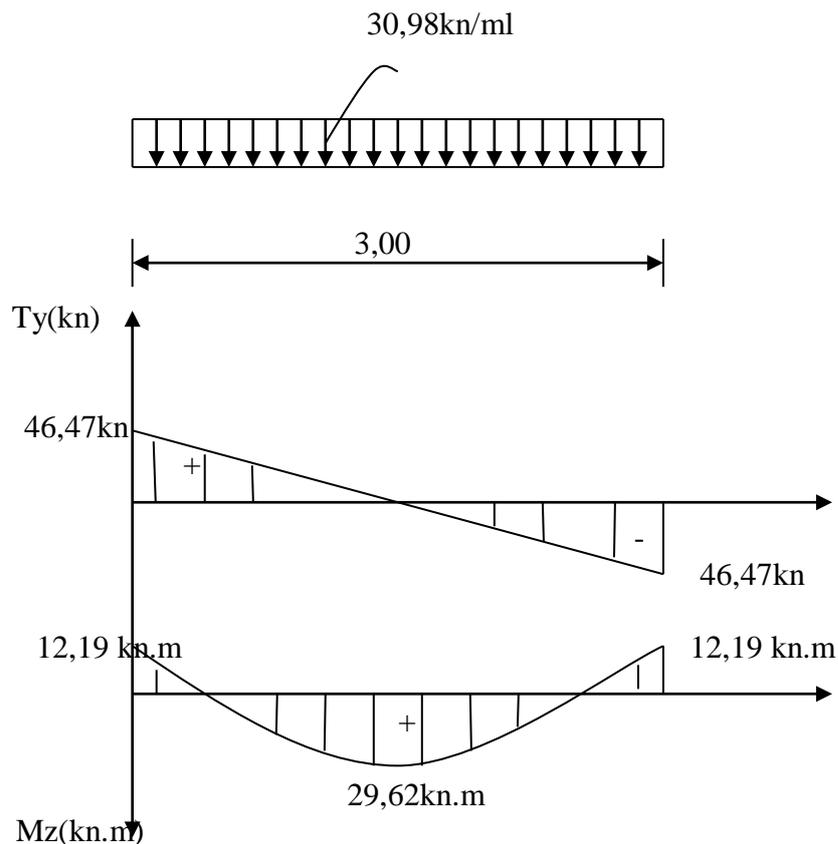


Figure.III- 18 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

b) Calcul des armatures :(en flexion simple)**-En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{29,62.10^2}{20.28^2.1,42} = 0,133$$

$\mu < \mu l = 0,392 \Rightarrow$ S. S.A ; à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,930$

$$A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{29,62.10^2}{0,930.28.34,8} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Soit: At = 3HA12 = 3,39 cm²

-Aux encastresments :

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{12,19.10^2}{20.28^2.1,42} = 0,054$$

$\mu < \mu l = 0,392 \Rightarrow$ S. S.A ; à partir des abaques on tire la valeur de $\beta \Rightarrow \beta = 0,930$

$$A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{12,19.10^2}{0,930.28.34,8} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Soit: Aa = 3HA12 = 3,39 cm²

III-4-4) Les vérifications :**a) Condition de non fragilité (BAEL91 Art.A.4.2) :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.20.28.\frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

En travée : A t = 3,39 cm² > Amin = 0,68 cm² \Rightarrow condition vérifier.

Aux appuis : A a = 3,39 cm² > Amin = 0,68 cm² \Rightarrow condition vérifier

b) vérifications au cisaillement :(BAEL91, modifie 99/Art A5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle ultime.

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

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{46,47.10^2}{200.28} = 0,829 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,829 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée.

c)-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**c-1) Influence sur le béton (BAEL91 Art.5.1, 313) :**

$$T_u \leq 0,4.b.d.0,9.\frac{f_{t28}}{\gamma_b} = 0,4.20.28.0,9.\frac{2,1}{1,5} = 840KN$$

$T_u = 46,47 \text{ kn} < 840 \text{ kn} \Rightarrow$ condition vérifier.

c-2) Influence sur les armatures longitudinales (BAEL91 Art A 5.1, 321) :

$$A_s = \frac{T_u - N_u}{\sigma_s} = \frac{46,47}{34,8} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifier

d) Vérification de l'adhérence des armatures : (BAEL91, modifier99/A 6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum u_i = n\phi\pi = 3.\pi.12 = 113,04 \text{ cm.} \\ \Psi_s : \text{Coefficient de scellement des barres } \Psi : 1,5 \text{ pour les barres H.A.} \\ \Psi : 1 \text{ pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{46,47.10^2}{0,9.280.113,04} = 1,76 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,76 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée..

e) vérification de l'encrage des barres aux appuis ; Calcul de la longueur de scellement :

$$L_s = \Phi \cdot \frac{f_e}{4.\tau_{se}} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,6.\Psi_s^2.f_{t28} = 0,6.(1,5)^2.2,1 = 2,835 \text{ MPa} \\ L_s = 1,2.\frac{400}{4.2,835} = 42,32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palier il faut prévoir des crochés

$L_c = 0,4 L_s = 16,9 \text{ cm} \Rightarrow$ Donc on adopte : $L_c = 17 \text{ cm}$

f) La vérification de l'espacement (RPA)

La vérification de l'espacement est donnée selon deux zones d'après le RPA.

-La zone modale :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{2}; 12\Phi_t; 30cm \right]$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{15}{2}; (12.1,2); 30cm \right] \Rightarrow S_t \leq \min [7,5; 14,4; 30cm]$$

Soit $S_t = 7,5cm$

-La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15$$

Soit $S_t = 15cm$

▪ Selon le RPA la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.15.20 = 0,9cm^2$$

Donc on prendra un étrier HA8 + un cadre HA8 $\rightarrow A = 2,01cm^2$

-Vérification

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t \right] = \min \left[\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1 \right]$$

$\Phi_t < 0,8cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-4-5) Calcul des efforts à L'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = 8,11 + 18,88 = 26,99 \text{ kn/ml}$$

• Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s.l}{2} = \frac{37,13.(2,7)}{2} = 50,12KN \rightarrow R_A = R_B = 36,43 \text{ kn.}$$

• Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u.l}{2} = 50,12KN$$

- *Moment isostatique :*

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37,13 \cdot (2,7)^2}{8} = 33,83 \text{ KN.m}$$

- *en travée* : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 33,83 = 28,75 \text{ KN.m}$
- *aux appuis* : $M_t = 0,35 M_0 = 0,35 \cdot 33,83 = 11,84 \text{ KN.m}$

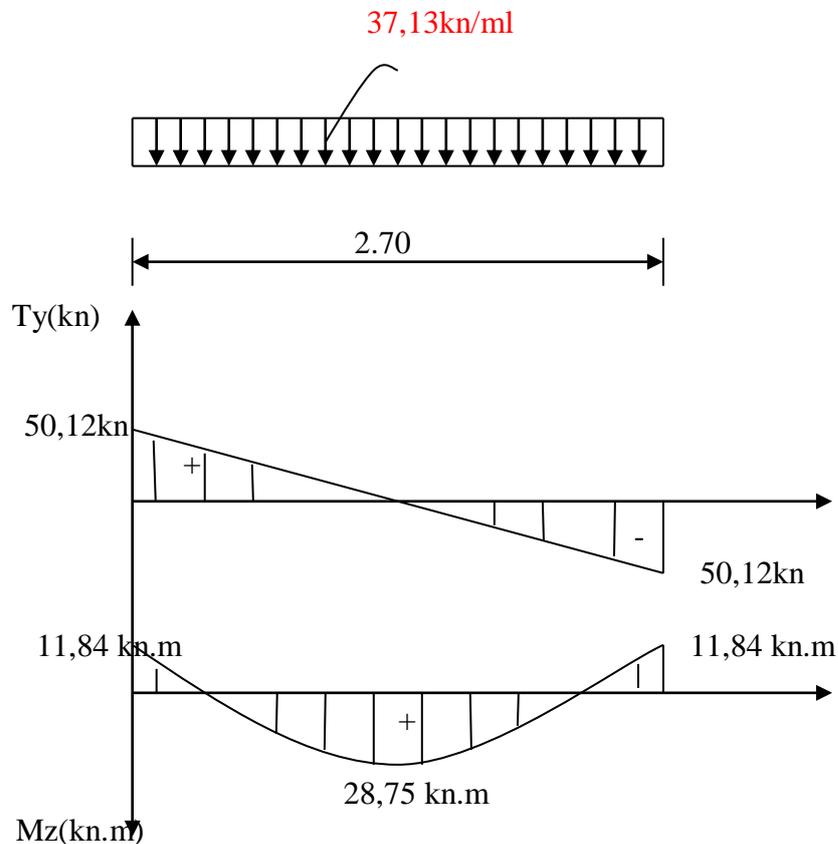


Figure.III- 19 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III-4-6) Les vérifications à l' E.L.S :

a)Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 A .4.5,3) :

Tout les éléments de l'escalier sont protégés, alors la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

b)Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art B.6.6,1) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \overline{f_{c28}} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{B_1 \cdot d \cdot A} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'E.L.U ;

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'E.L.S ;

σ_s : Contrainte dans les armatures à l'E.L.S ;

ρ^1 : Coefficient ;

A : Section total d'armature dans la section de béton ;

d : hauteur utile ;

b_0 : largeur de l'âme de béton ;

M_s : moment de flexion à l'E.L.S

β^1 et K_1 : coefficient en fonction de ρ^1 .

-Aux appuis :

$$\rho^1 = \frac{100,3,39}{20,28} = 0,605 \rightarrow \beta_1 = 0,885 \quad K_1 = 28,48$$

$$\sigma_s = \frac{8,60 \cdot 10^6}{0,885 \cdot 280,339} = 102,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{102,37}{28,48} = 3,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée :

$$\rho^1 = \frac{100,3,39}{20,28} = 0,605 \rightarrow \beta_1 = 0,885$$

$$K_1 = 28,48$$

$$\sigma_s = \frac{20,90 \cdot 10^6}{0,885 \cdot 280,339} = 248,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{248,79}{28,48} = 8,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c)Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B. 6.5 ,1) :

-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{20,90}{10 \cdot 20,90} = 0,10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20.28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis ;

H : Hauteur total de la section ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b : Largeur ;

Mt : Moment fléchissant ;

M₀ : Moment max de la travée.

Alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

-Armatures principales :

6HA14 au niveau des travées.

3HA12 au niveau des appuis.

-Armatures de répartition :

1cadre et 1 étrier en HA8.

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV.1) Description de L'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

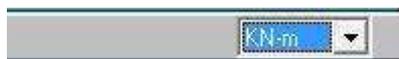
- 1-introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- 2-spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- 3-spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- 4-définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- 5-affectation des charges revenant aux éléments,
- 6-introduction des combinaisons d'actions,
- 7-affectation des masses sismiques,
- 8-spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- 9-exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.2) Etapes De Modélisation :

Etape 1 : La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure

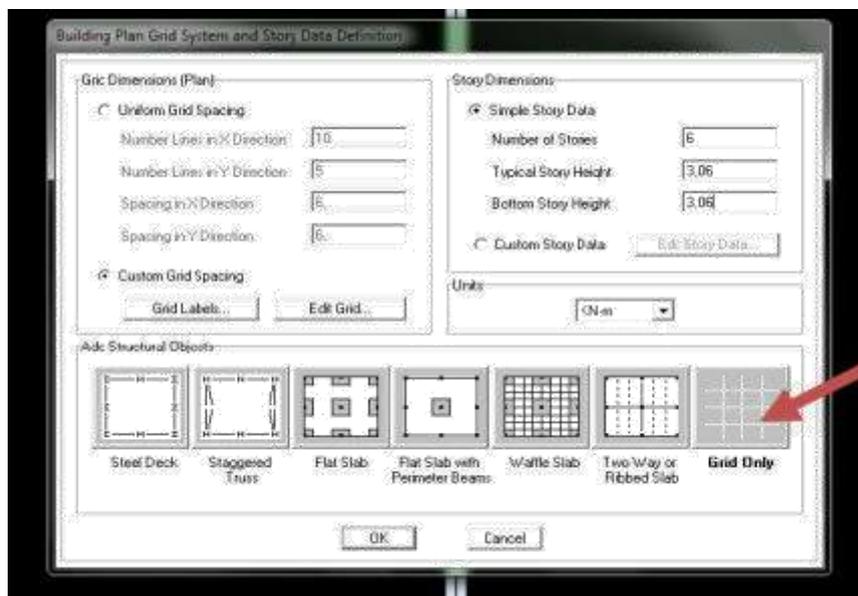
1) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



2) Géométrie de base

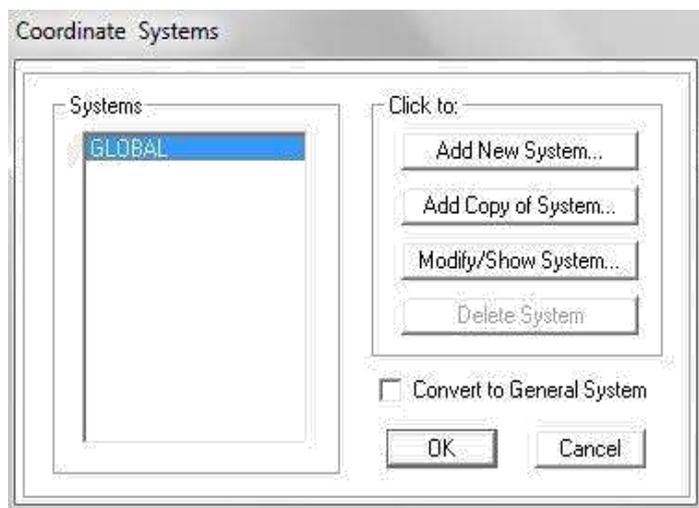
En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

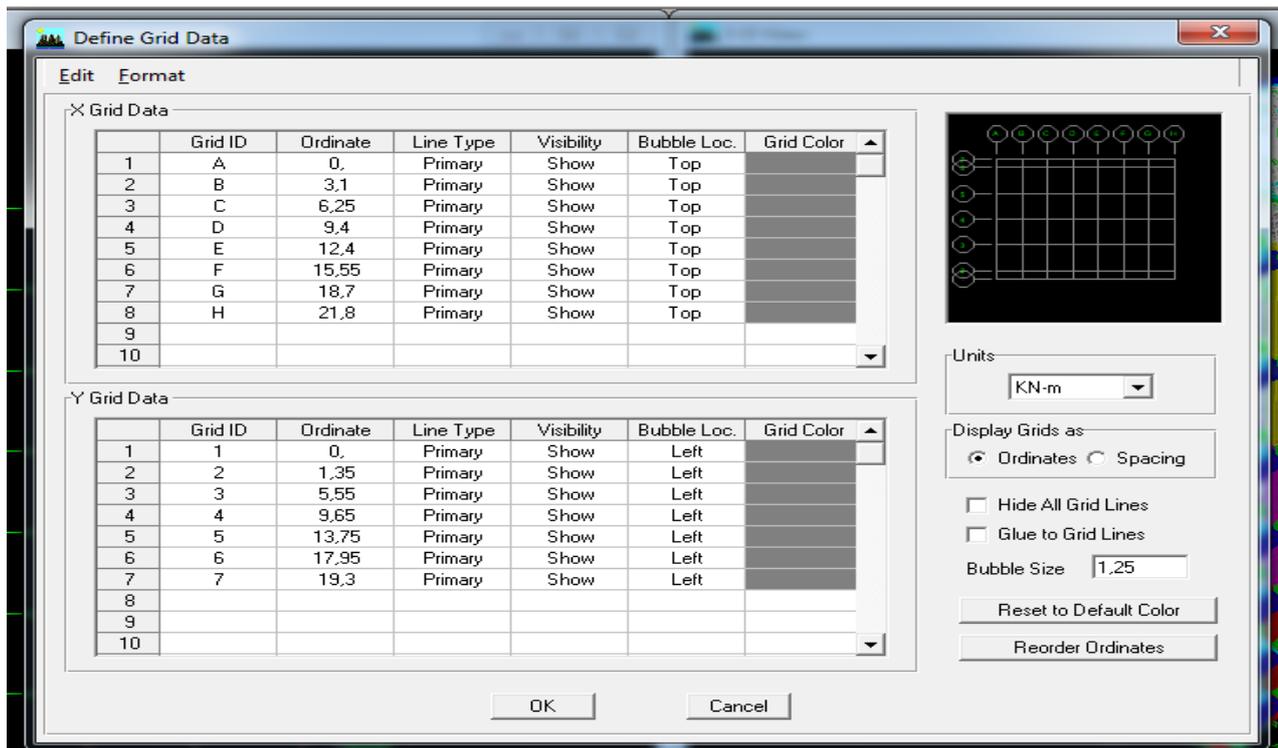


En choisissant **Grid Only** pour avoir uniquement les lignes de construction

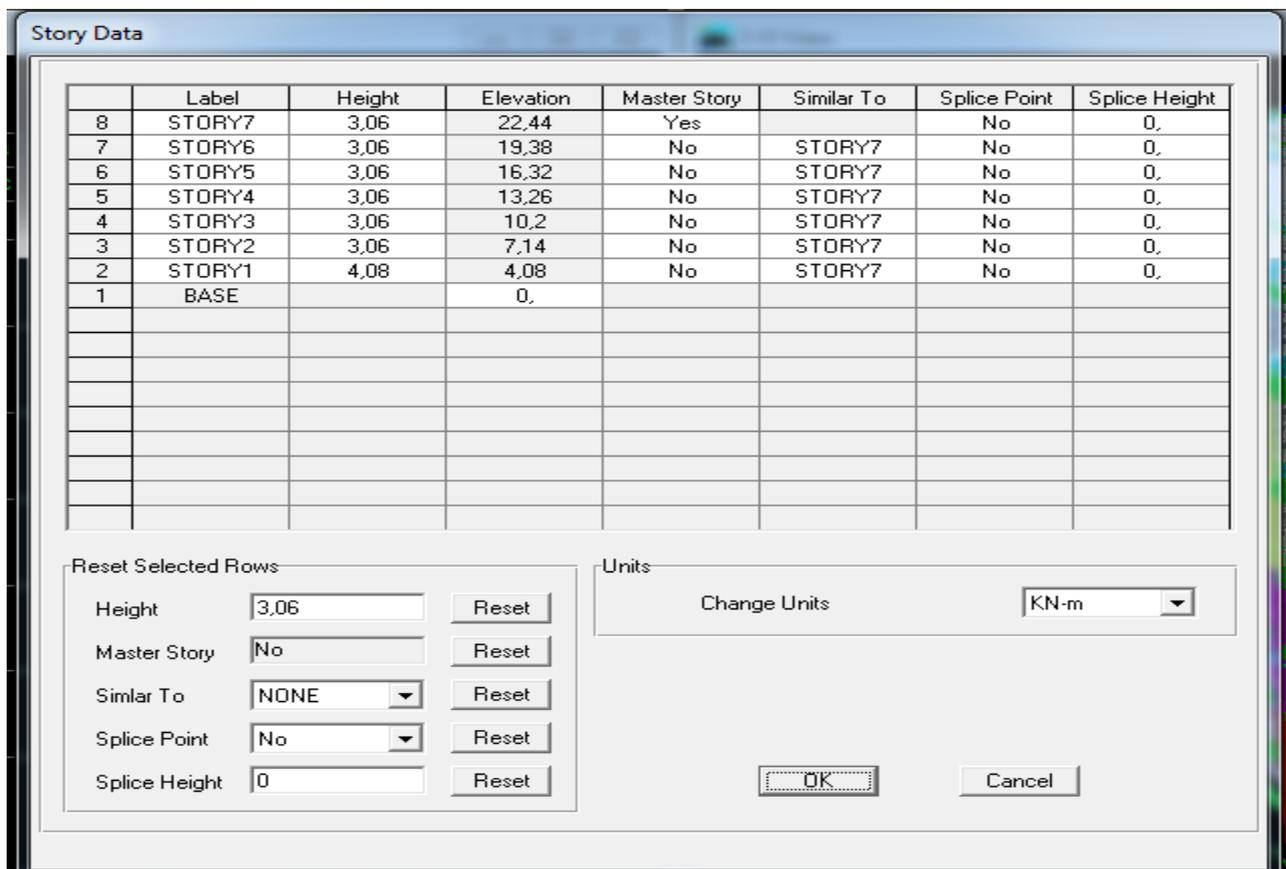
On définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).

Commande **Edit ; Edit grid** puis on aura la commande suivante :





Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage on fait la commande **Edit Edit Story, insert story** on aura les fenêtres si dessous ;



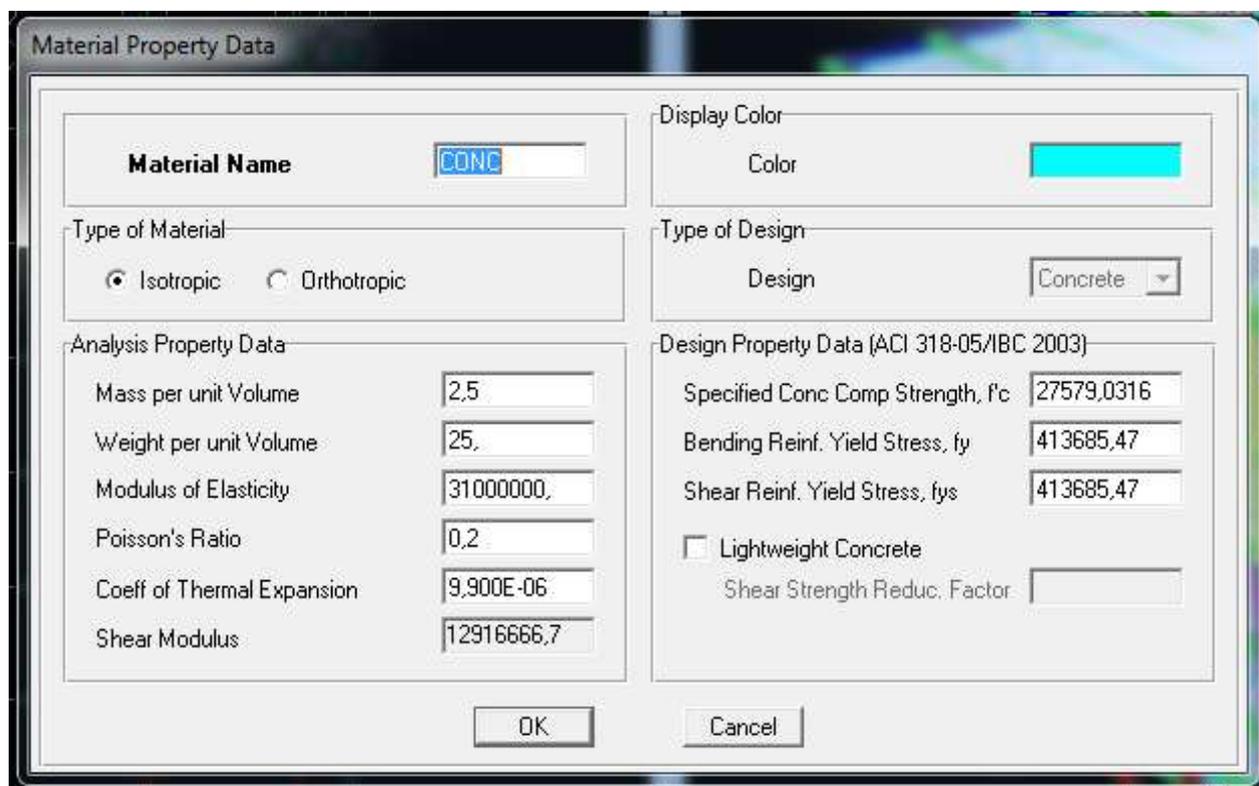
Etape 2:

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton.

 **Material Properties...** Permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)



- Masse per unit volume** (mass e volumique du béton)
- Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- Specified concrète comp stre nght** (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf, Tield Stress** (contrainte max des aciers transversaux)

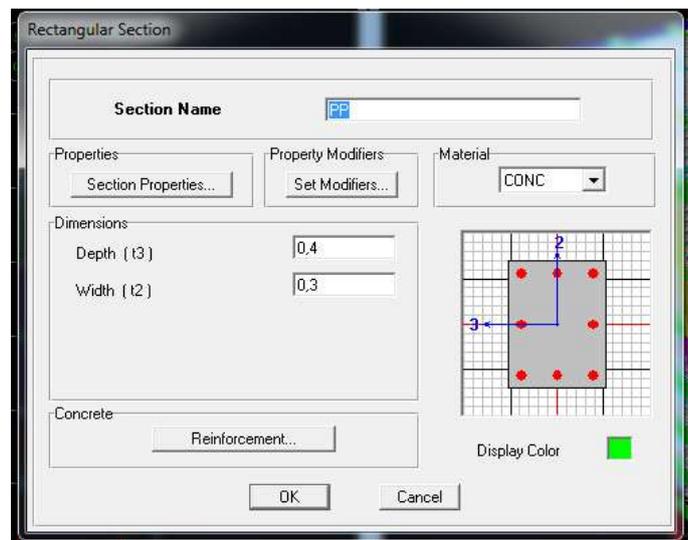
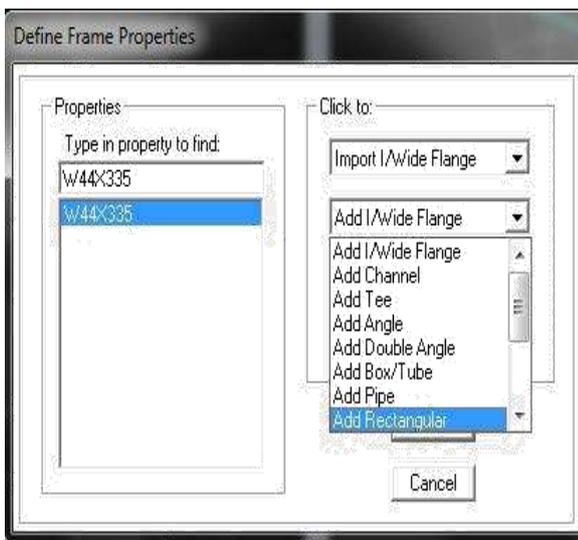


Etape 3 :

dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,...)

Définition des poteaux et poutres :

« add rectangular » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci- dessous

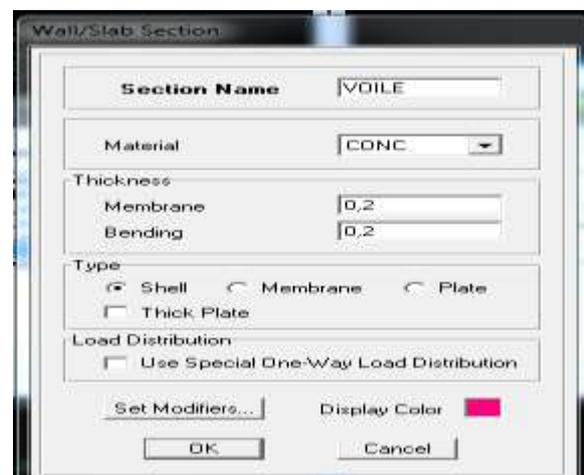
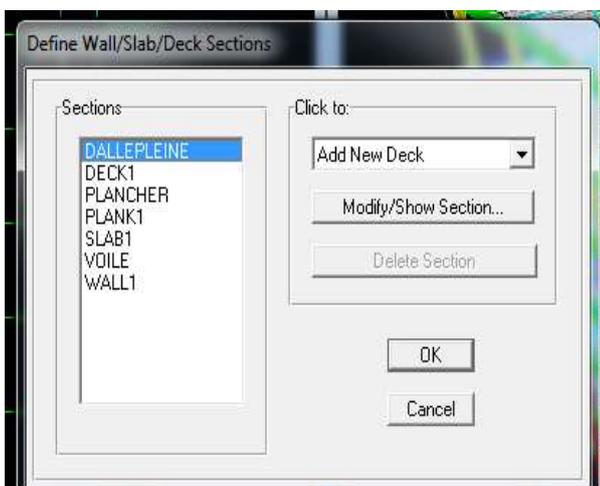


Après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

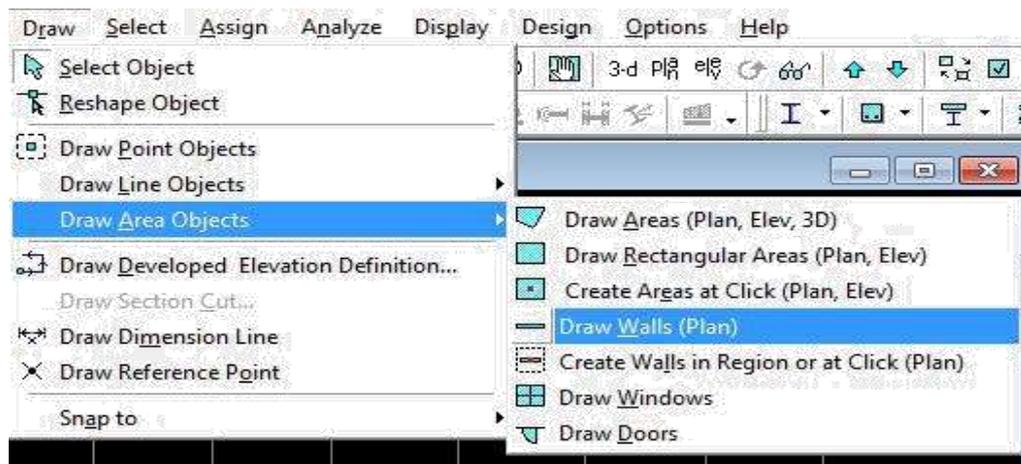
Define, wall/salb/deck section

wall(Voile) : slab (Dalle pleine); deck (plancher)

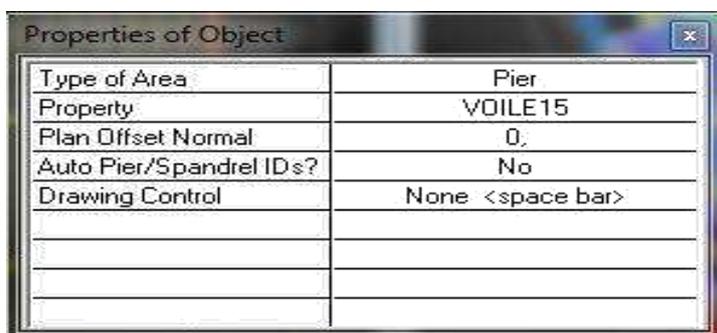
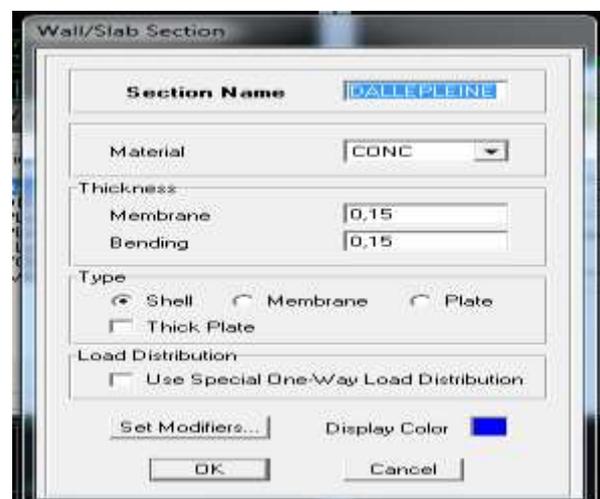
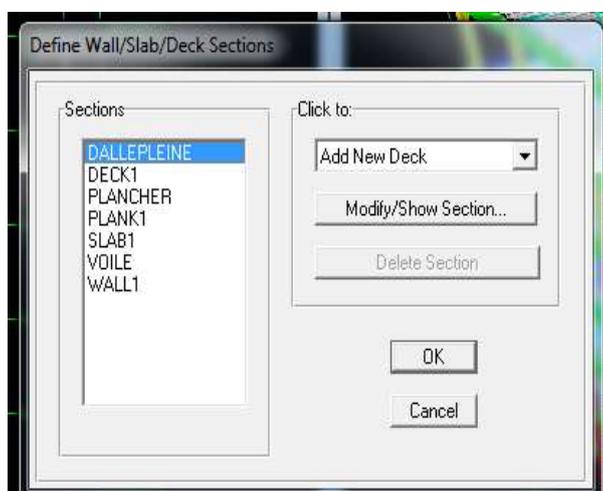
Dans la boite de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de contreventement :

Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur **draw** → **draw** → **area objects**

Exemple :

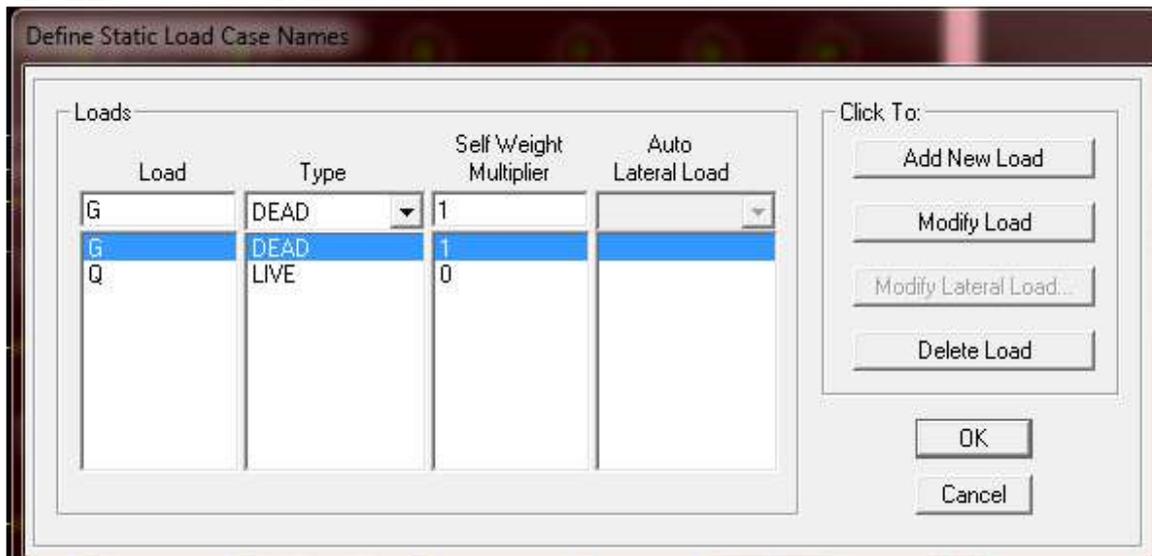
On va créer notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2^{ème} point

**Dalle pleine :**

Pour les dalles pleines de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionne sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

Étape 4 : définition des charges appliquées à la structure modélisée**1) Charge statique (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation (Q). Pour les définir nous allons suivre les procédures suivantes :

Define → **static load cases**

Load name (nom de la charge)

Type DEAD (permanente), LIVE (exploitation)

Self weight multiplié (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1 dans la case **Self weight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G**.

2) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par l **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

- Zone** : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)
- Groupe d'usage** : 2(bâtiments courants, voir **chapitre III.3.2** du RPPA 2003)
- Coeff comportement**: portique contreventé par des voiles.
- Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site** : S3

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan.
- la régularité en plan.
- la régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

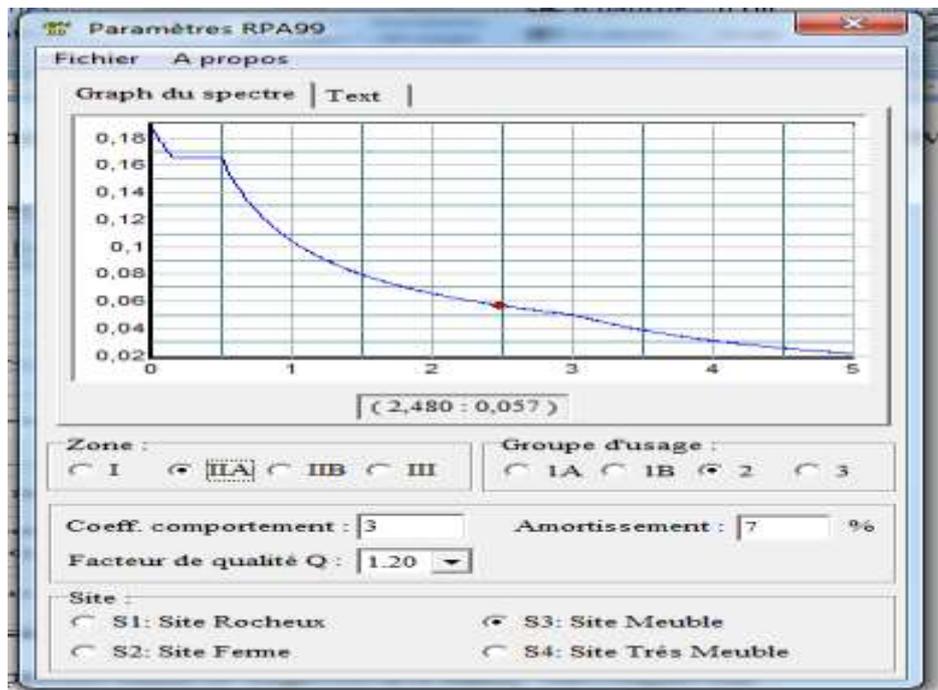
La valeur Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum Pq$$

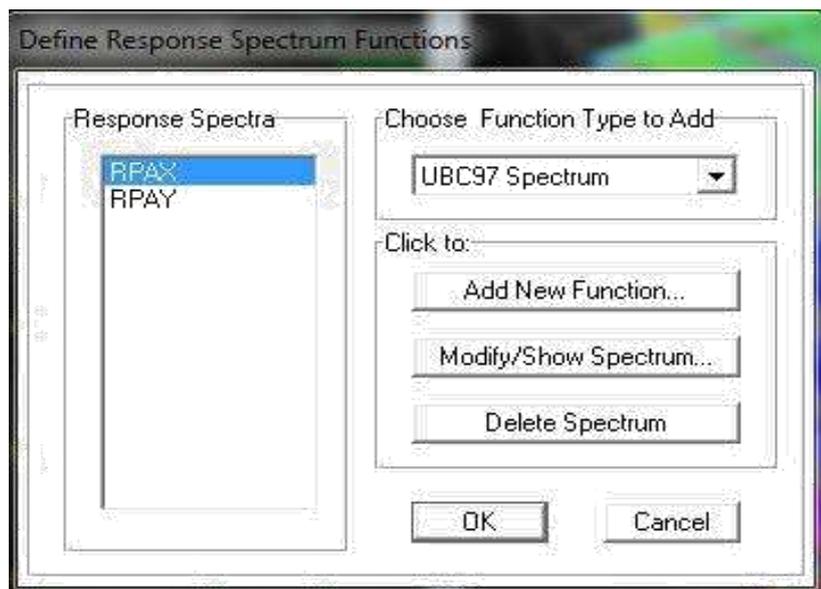
Pq : pénalité à retenir selon que les critère de qualité q''est satisfait ou non ''

Après avoir vérifiée les conditions ci -dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1.10**

En introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on Clique sur **Text** pour voir les valeurs

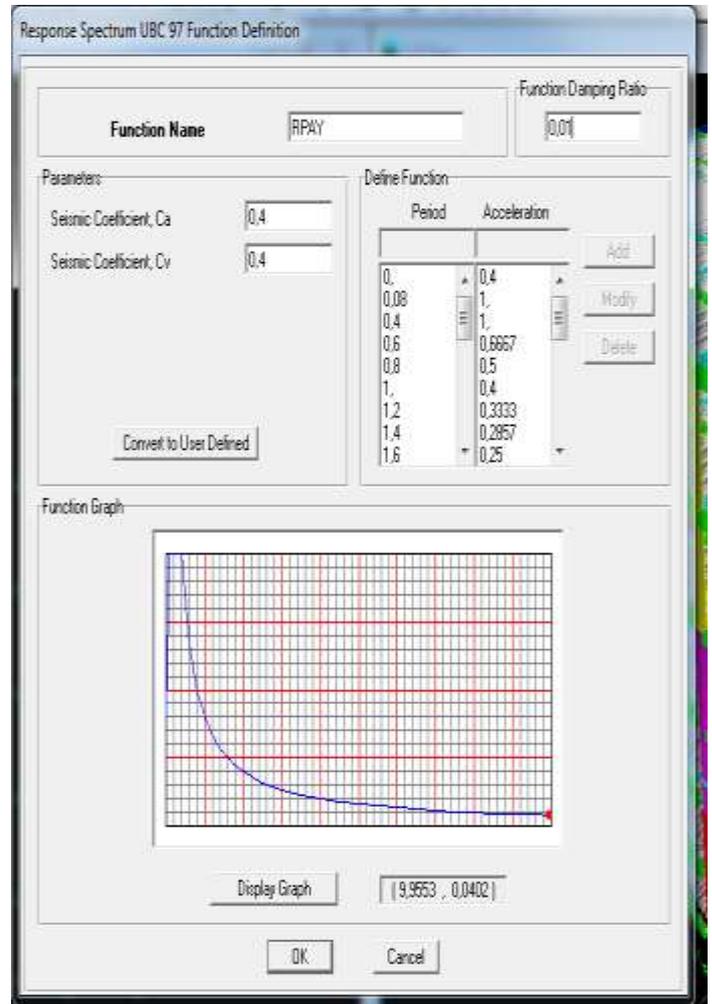
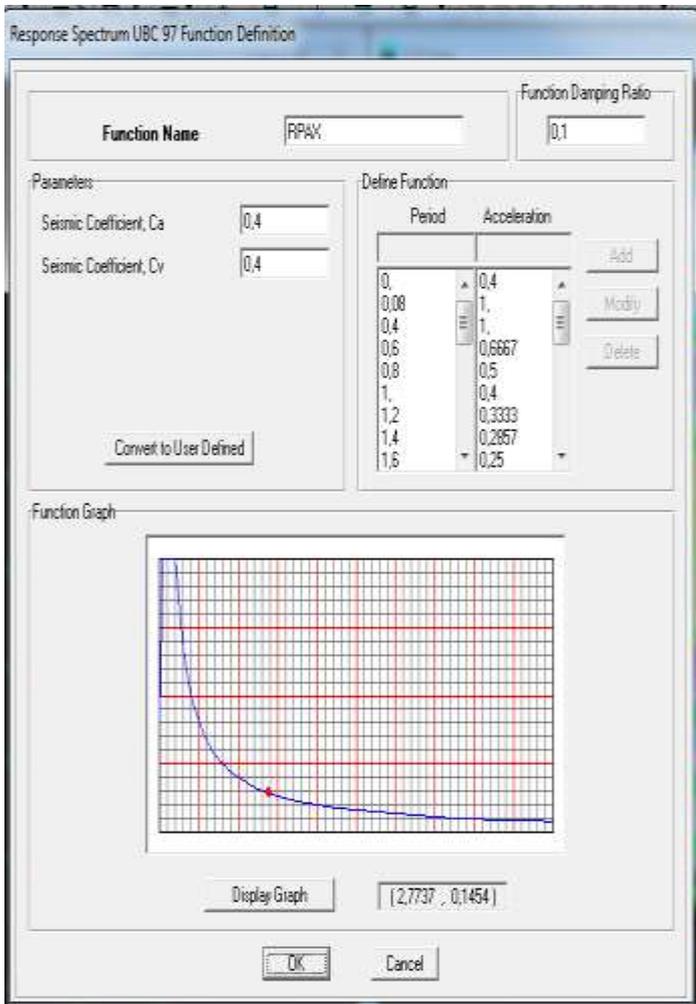


Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur :
Define → **Reponse spectrum functions...**



Function Name
(nom du spectre) :
RPAX

Function Name
(nom du spectre) :
RPAY



Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder a la prochaine étape qui consiste a définir le chargement **E**(séisme) ;on clique sur :

Define → **reponse spectrum cases**

Spectrum Case Name

(Spectre suivant Ex) :

Amortissement=10%

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left screenshot shows the 'Spectrum Case Name' field set to 'EX' and the 'Damping' field set to '0,10'. The right screenshot shows the 'Spectrum Case Name' field set to 'EY' and the 'Damping' field set to '0,1'. Both screenshots show the 'Input Response Spectra' table with 'U1' set to 'RPAX' and 'U2' set to 'RPAY'. The 'Damping' field is highlighted with a red box and an arrow pointing to it from the text 'Amortissement=10%'. The 'Spectrum Case Name' field is also highlighted with a red box and an arrow pointing to it from the text 'Spectrum Case Name (Spectre suivant Ex) :'. The 'Modal Combination' section shows 'CQC' selected. The 'Directional Combination' section shows 'SRSS' selected. The 'Eccentricity' section shows 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to '0,05'.

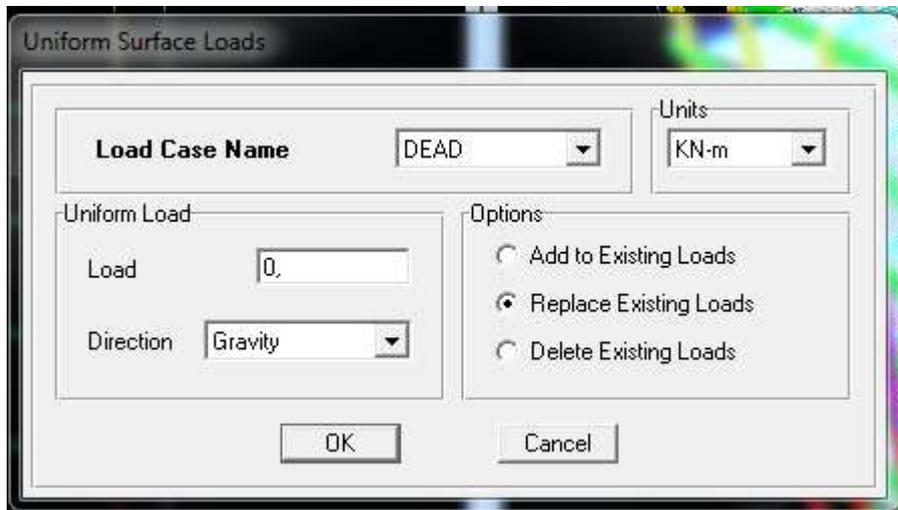
Etape 5: Introduction des charges:**Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes Locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les Dalles pleines. Et pour les introduire On sélectionnons dalles.

Assing → shell/area → Loads Uniform.

Remarque : Pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leur poids propres. Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads → uniform loads → ok 



Etape6 : introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU: $1,35G+1,5Q$

ELS: $G+Q$

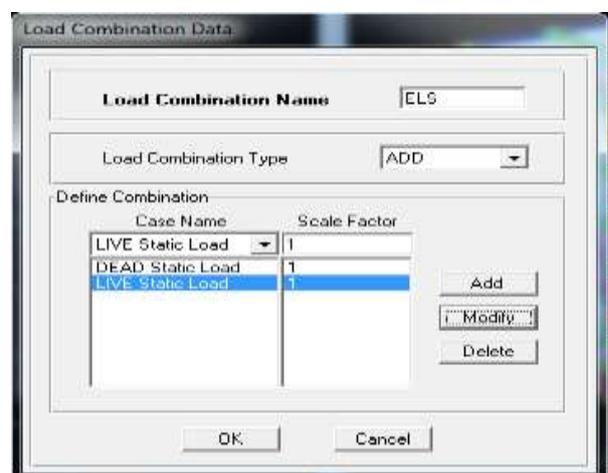
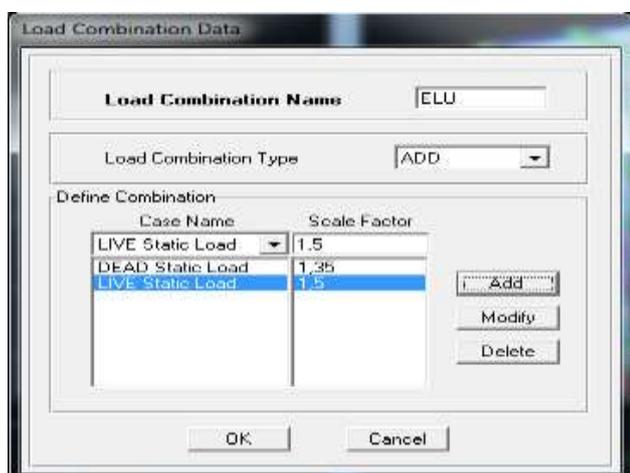
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q+E$, $G+Q\pm 1,2EX$

08GE : $0,8G+E$, $G+Q\pm 1,2EY$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

Define → **static load combinaison** → **Add New Combo**

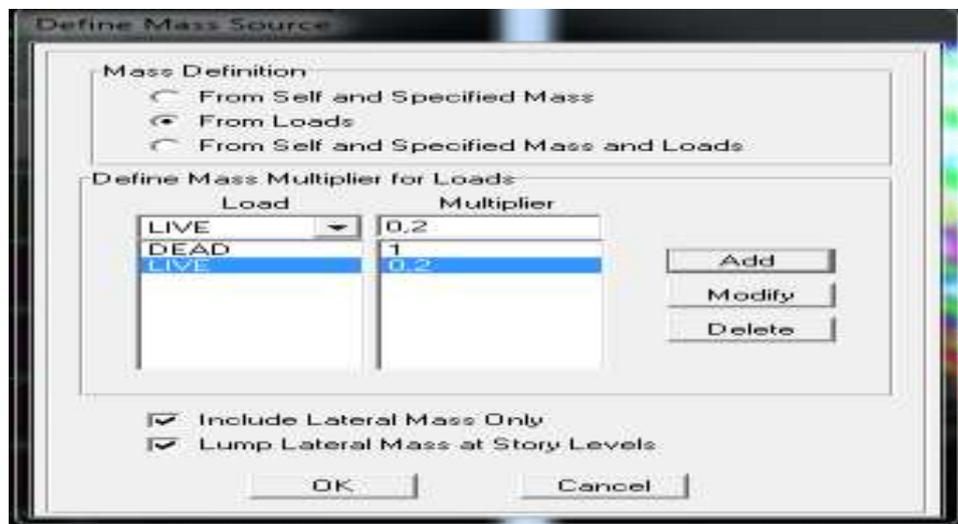


On reprend la même opération pour les autres combinaisons .

Etape7 : Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

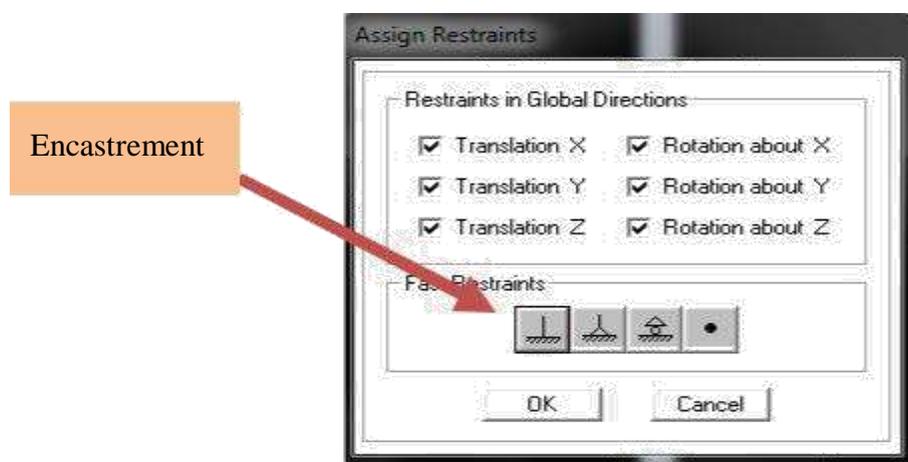
Define → **mass source**

**Etape8 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**➤ Les appuis

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement :

Assign → **joint point** → **restraints (support)** : On clique sur l'icône de l'encastrement

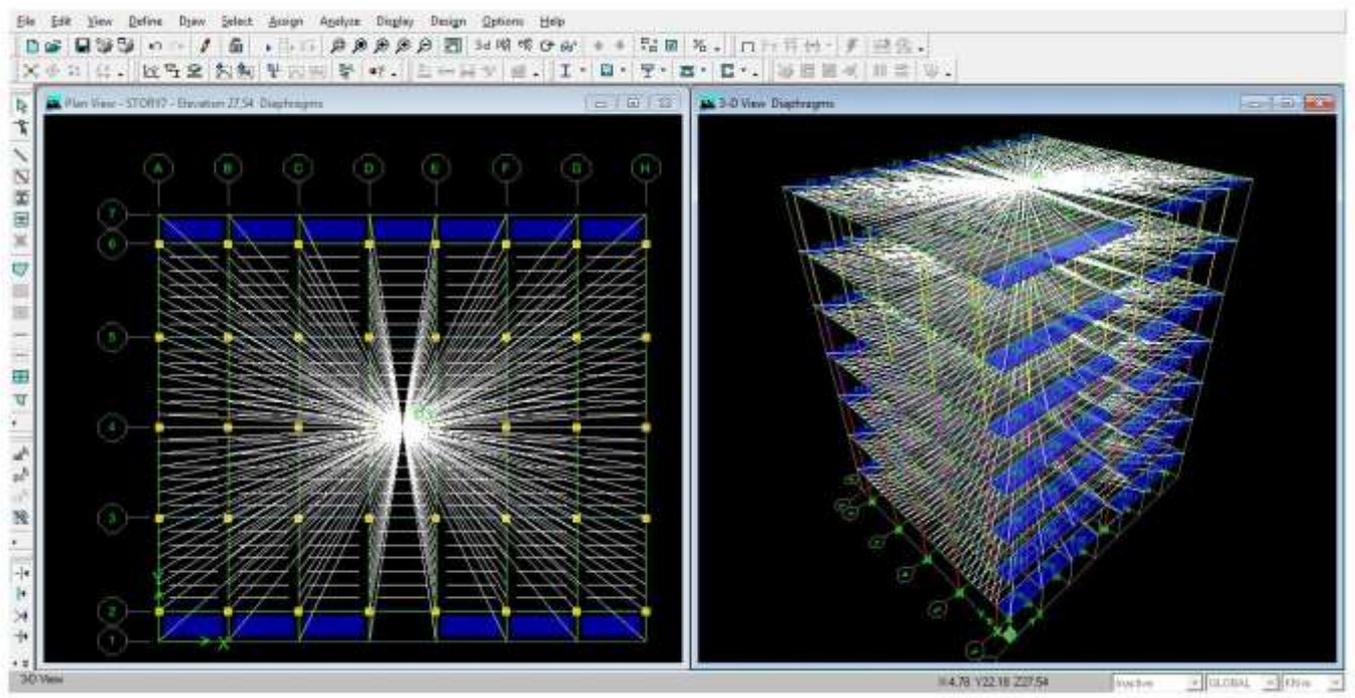
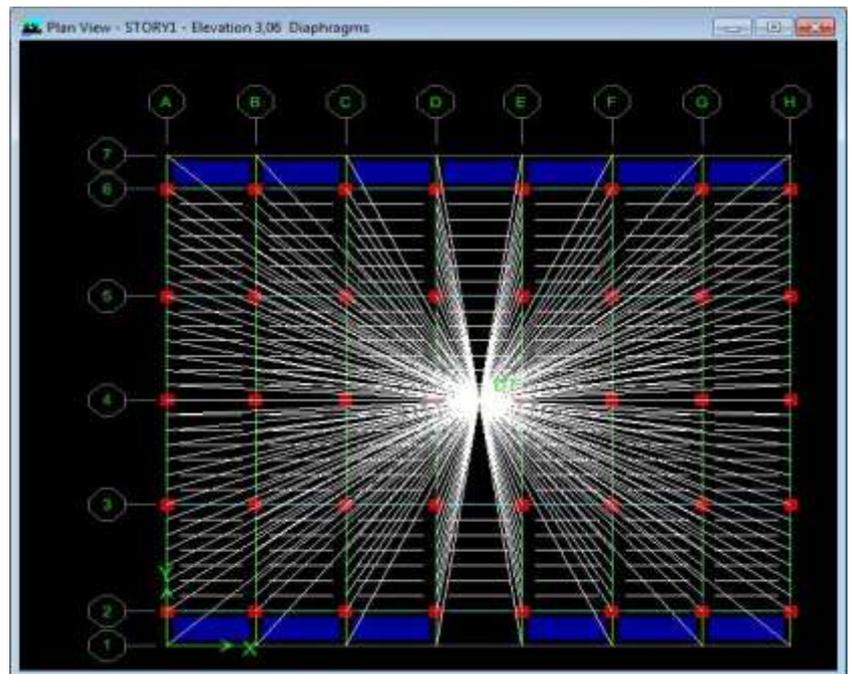
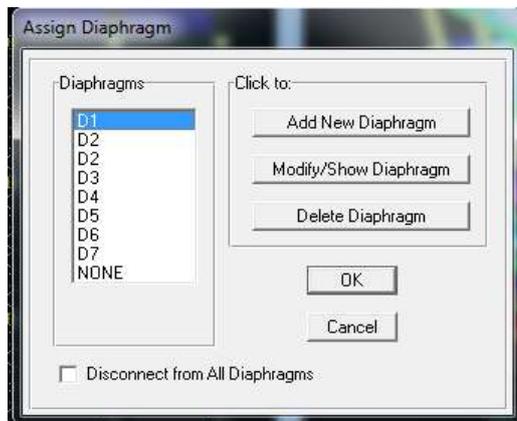
et tous les nœuds seront encastrés.



➤ Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icone  ou en suivant les étapes suivantes :

Assign → joint/ point → Diaphragme → Add New Diaphragm

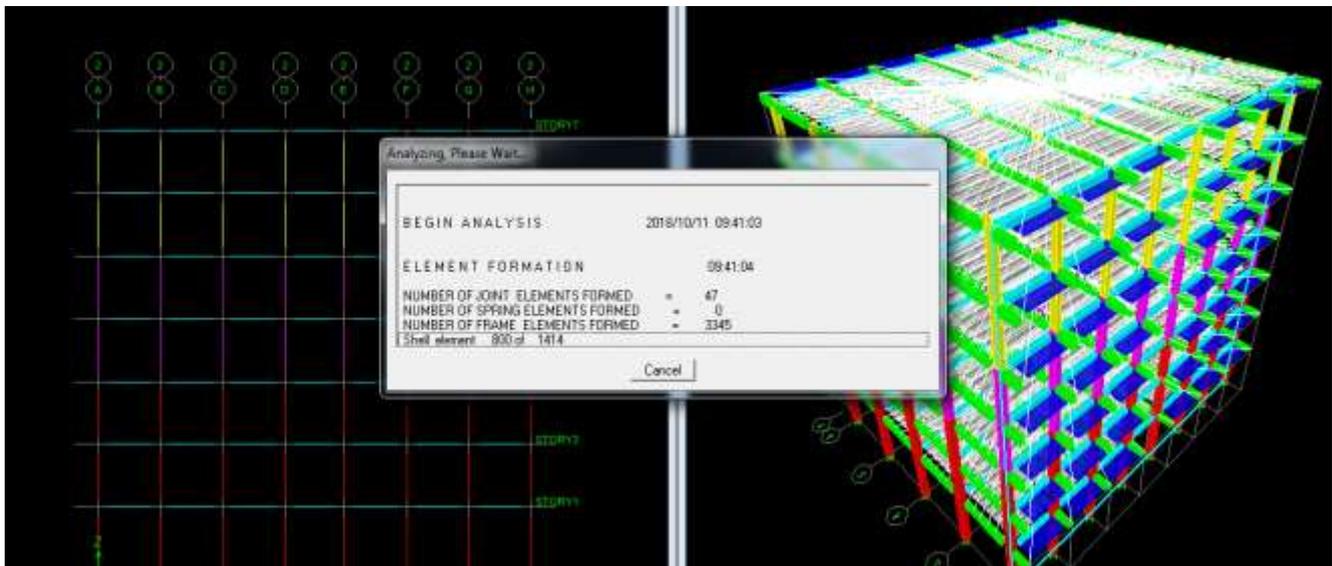


En refait la même opération pour chaque plancher.

➤ Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** ⇨

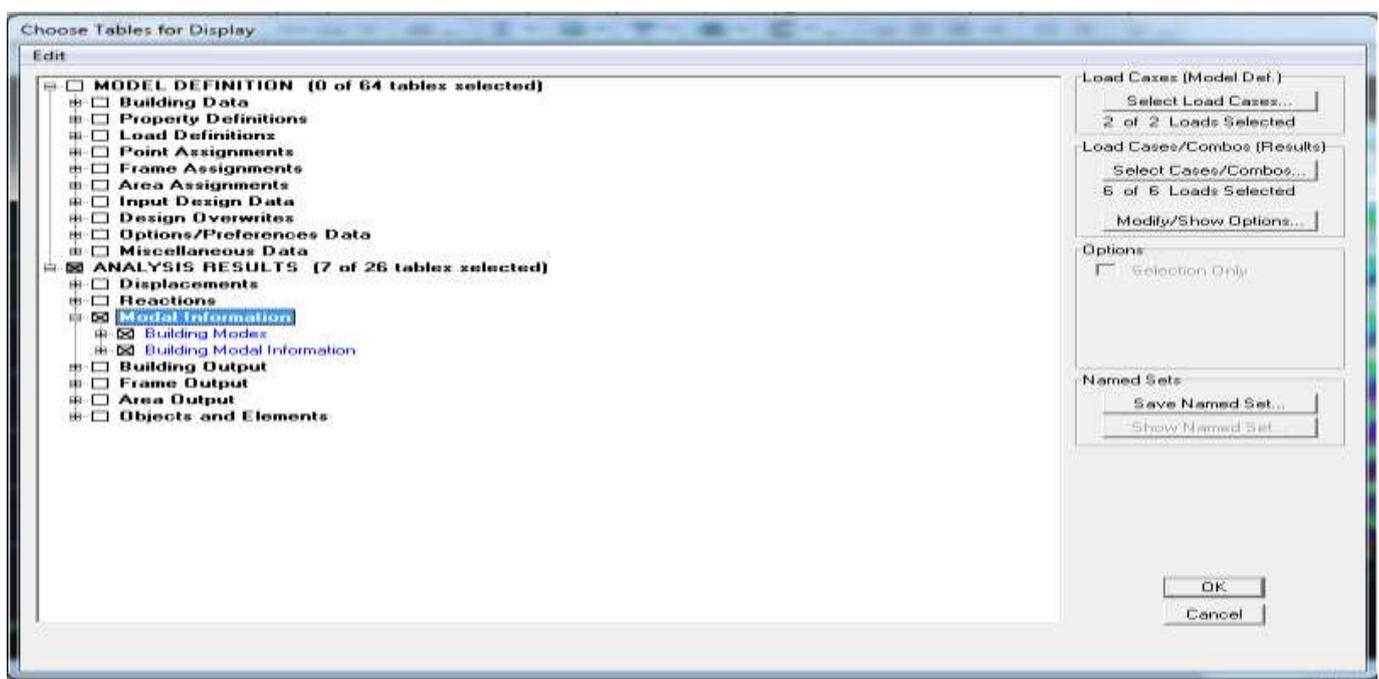
RunAnalysis(ou) | ▶ | pour la visualisation des résultats :



➤ Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



➤ Déformée de la structure :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **show Deformed** pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement **G**

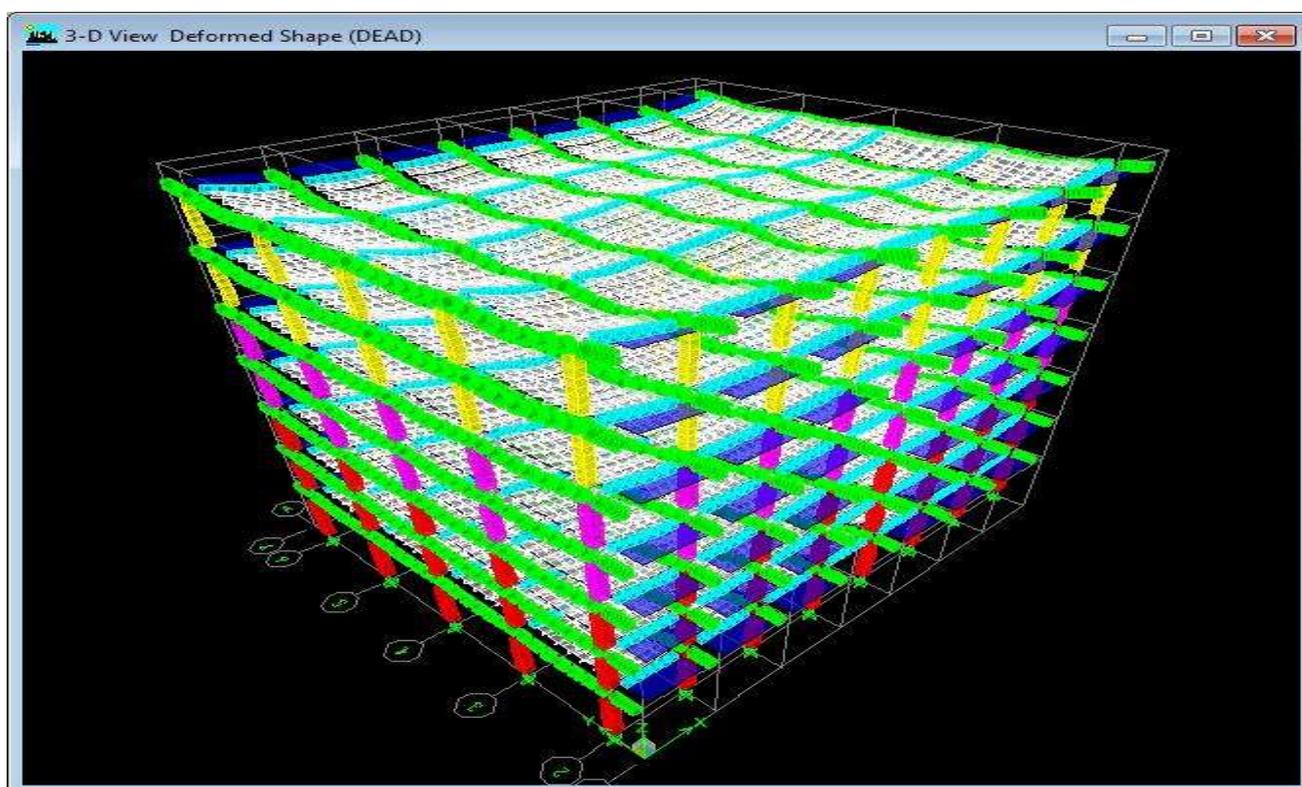
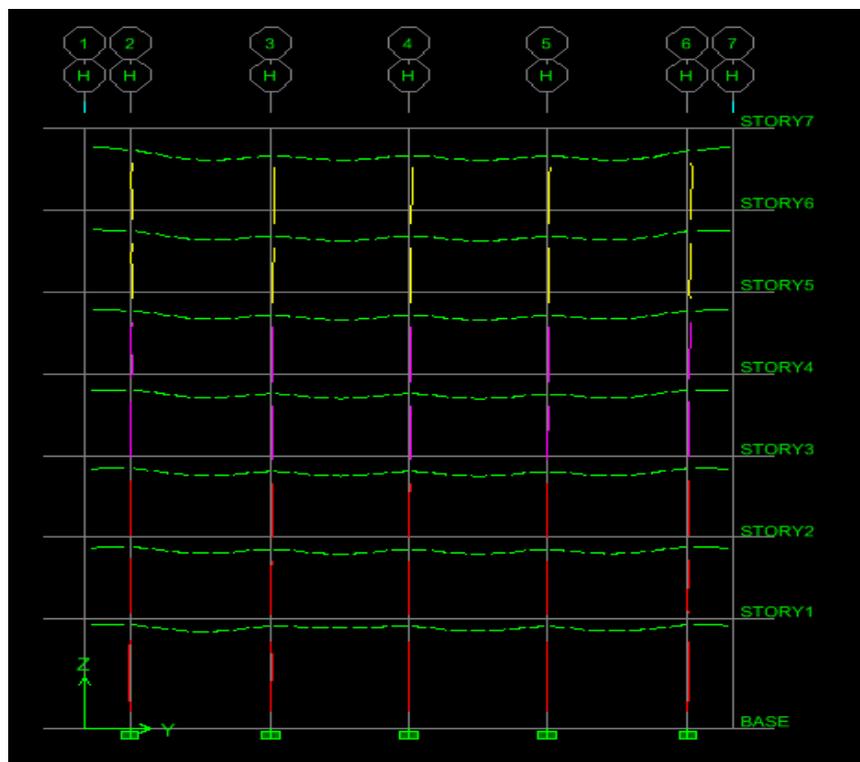
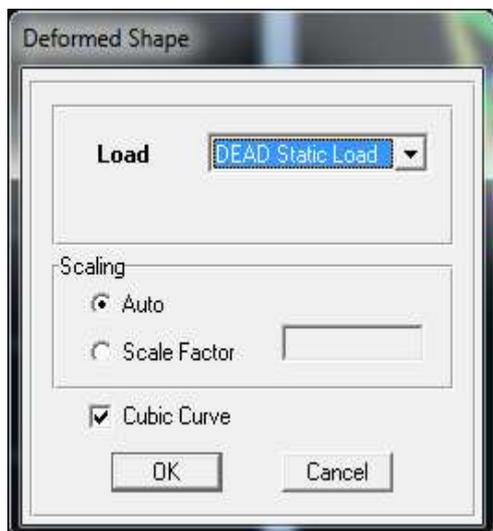


Figure.IV.3: Déformée de la structure sous G

➤ Réaction :

Le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces / Stresses Diagram Support /Spring Reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- ↳ Sélectionner le cas déchargement.
- ↳ cocher **Réactions**
- ↳ Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

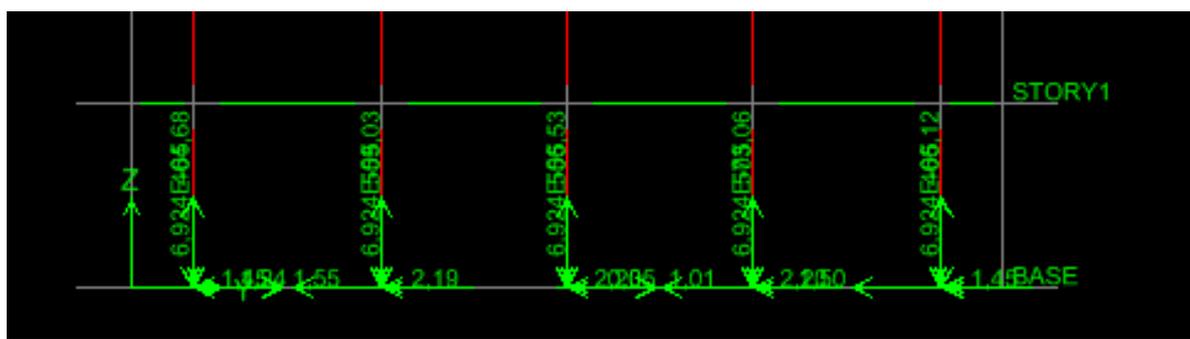
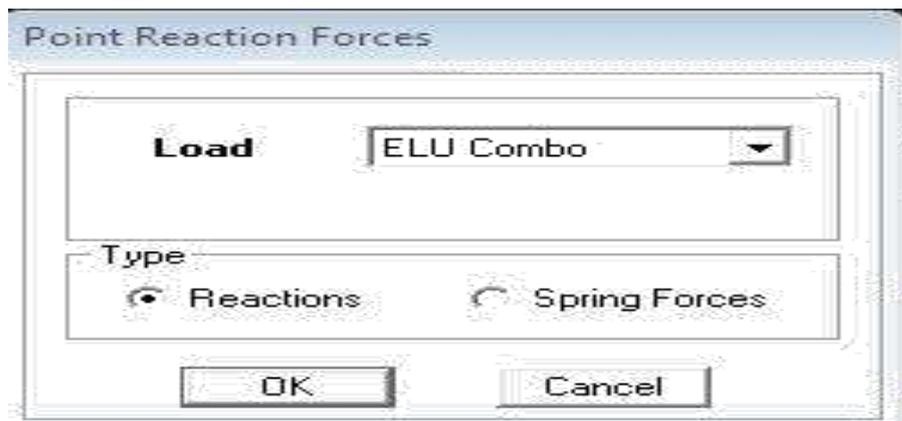


Figure.IV.4 :Les réactions à la base de la structure à L'ELU

➤ Les efforts internes :

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces /Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

- ↳ Sélectionner le cas de chargement
- ↳ L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN)
- ↳ l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- ↳ l'option **Shear 3-3** affiché l'effort tranchant hors plans
- ↳ l'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- ↳ l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- ↳ l'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes

Et pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche Show values on diagramme

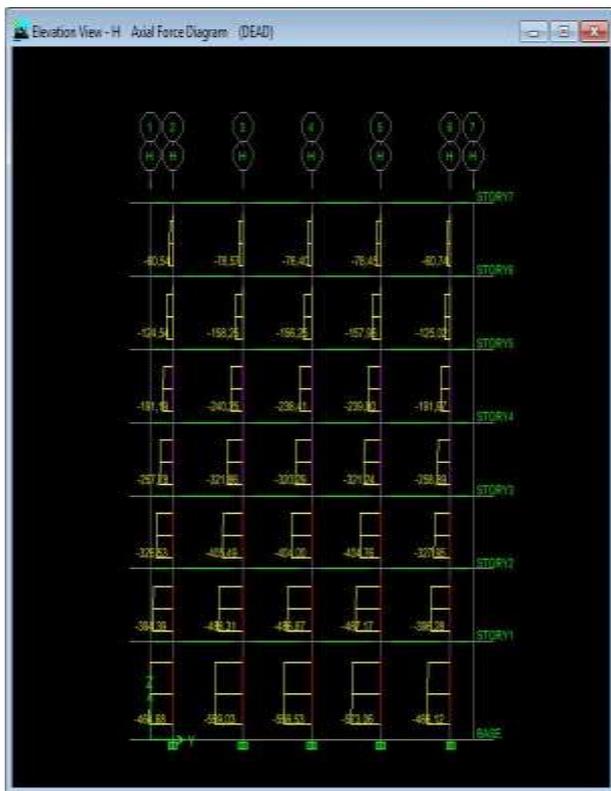


Diagramme d'efforts normaux(DEN)

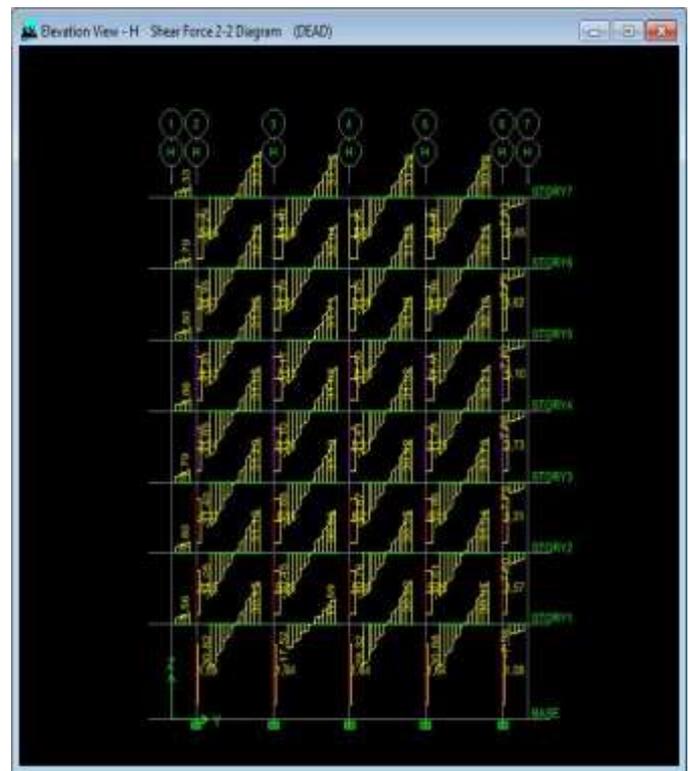


Diagramme d'efforts tranchants (DET)

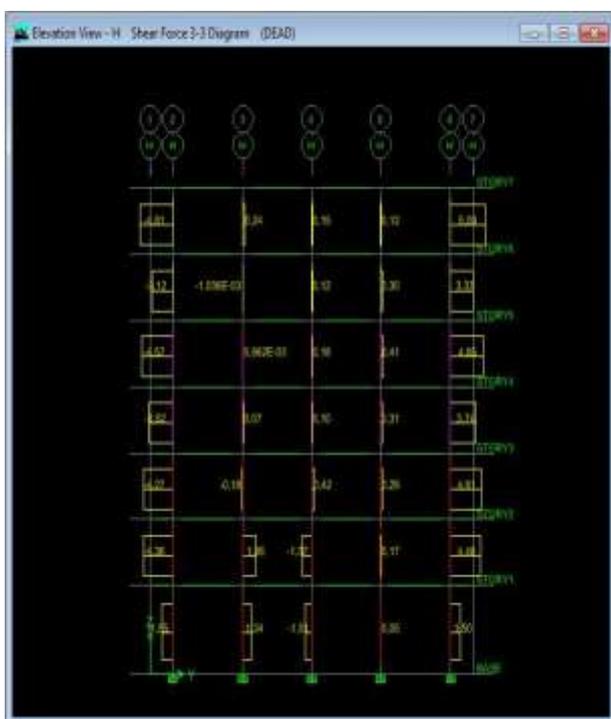


Diagramme des efforts tranchant hors plans

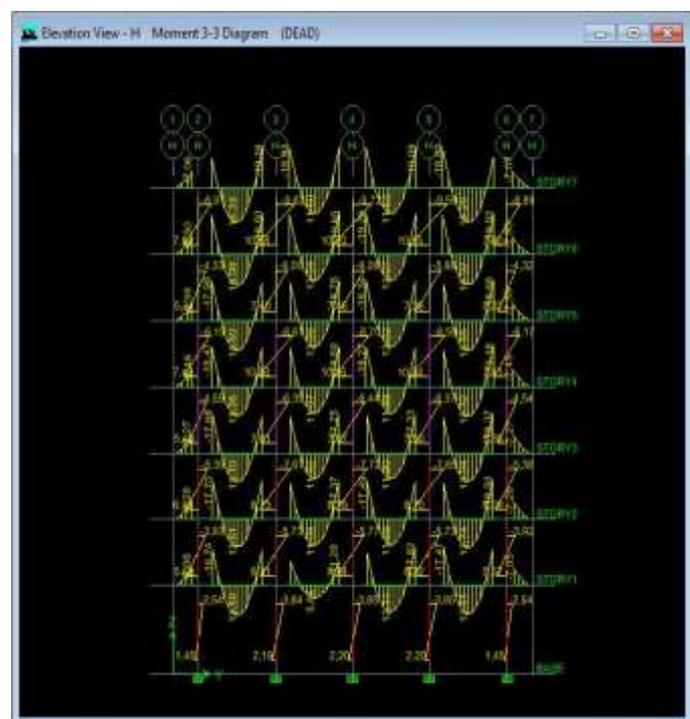


Diagramme de moments fléchissant (DMF)

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇒ **Show tables** Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne U_x correspond au sens xx, et U_y au sens yy,

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

INTRODUCTION :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation et avant de passer au ferrailage des éléments de la structure, le **Règlement Parasismique Algérien 99** version **2003** nous exige des vérifications des résultats obtenus comme suite :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. La flèche.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V-1) Période fondamentale de la structure T:

V.1.1) Calcul de la période empirique:

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le RPA99 version 2003:

$$T = (C_T h_N^{3/4})$$

avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ($C_T = 0.05$).
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,05 \times 22,44^{3/4} = 0,515$$

V-1-2)Calcul de la période empirique majorée:

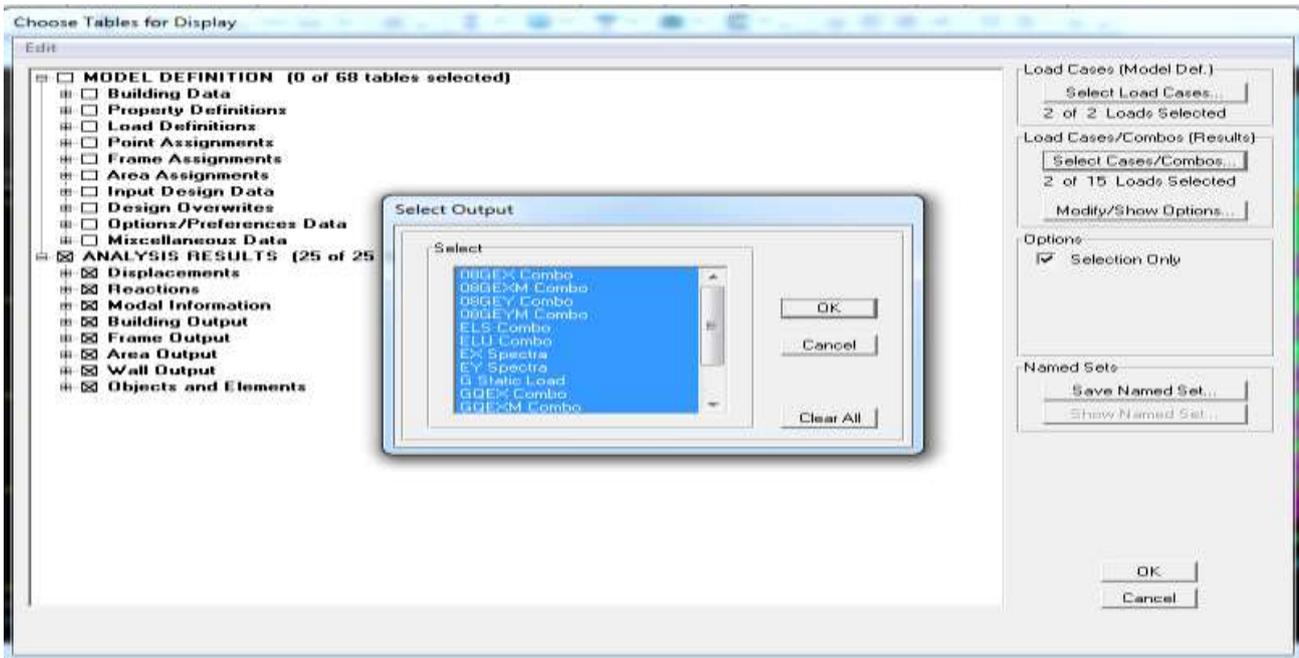
$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.669 \text{ s}$$

V-1-3) Détermination de la période par le logiciel ETABS:

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...2 fois sur OK

Un autre tableau s'affichera. On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

- Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,224487	80,2181	0,0000	0,0000	80,2181	0,0000	0,0000	0,0000
	2	0,188803	0,0000	77,1994	0,0000	80,2181	77,1994	0,0000	99,5093
	3	0,174692	0,2173	0,0000	0,0000	80,4354	77,1994	0,0000	0,0000
	4	0,071838	11,1250	0,0000	0,0000	91,5603	77,1994	0,0000	0,0000
	5	0,056580	0,0000	13,2109	0,0000	91,5603	90,4103	0,0000	0,1431
	6	0,052371	0,0440	0,0000	0,0000	91,6043	90,4103	0,0000	0,0000
	7	0,037246	4,1036	0,0000	0,0000	95,7079	90,4103	0,0000	0,0000
	8	0,026562	0,0000	5,0331	0,0000	95,7079	95,4433	0,0000	0,2664
	9	0,024635	0,0156	0,0000	0,0000	95,7235	95,4433	0,0000	0,0000
	10	0,022267	2,0690	0,0000	0,0000	97,7925	95,4433	0,0000	0,0000
	11	0,015002	0,0000	2,4360	0,0000	97,7925	97,8793	0,0000	0,0409
	12	0,014392	1,1311	0,0000	0,0000	98,9236	97,8793	0,0000	0,0000

T1er mode= 0,2244s < Tmaj=0.669 scondition vérifiée.

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V-2) Vérification de l'excentricité:

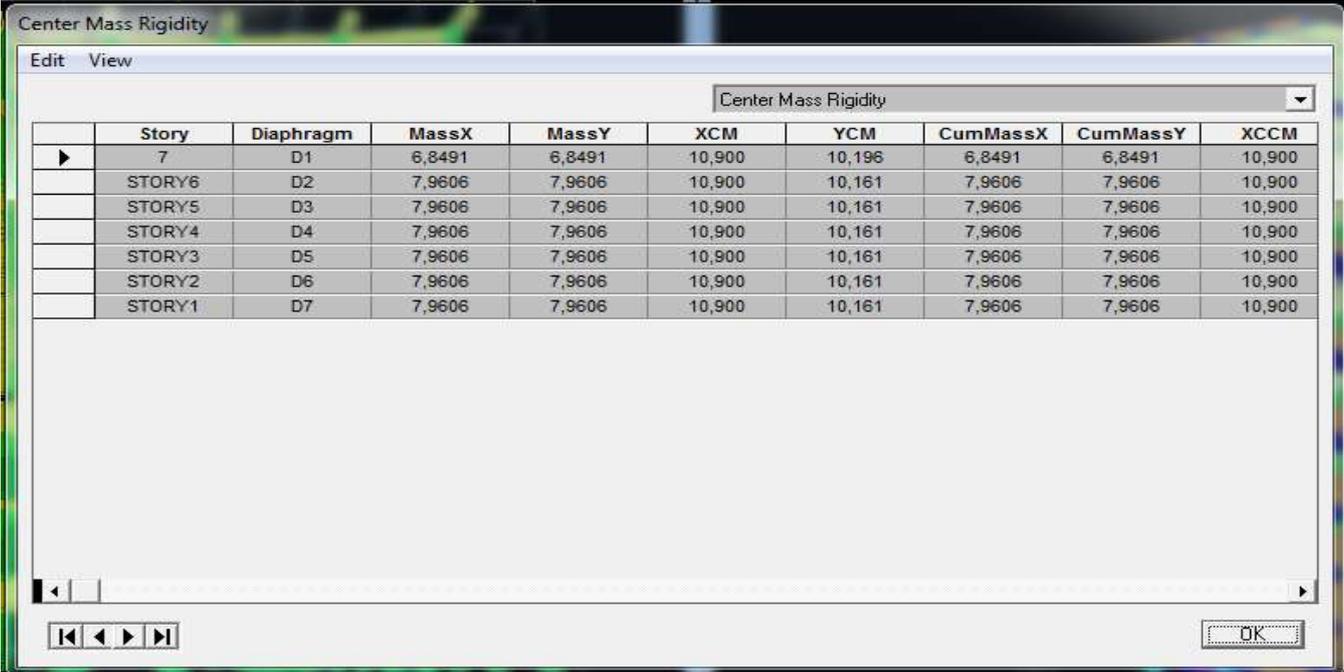
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.2.7), pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontale rigide dans leur plan, on supposera que a chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontale a une excentricité par rapport au centre de torsion égale: -5%de la plus grande dimension.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante : \Rightarrow **Display show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS building output**

- Les résultats s'afficheront comme suit:



	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	7	D1	6,8491	6,8491	10,900	10,196	6,8491	6,8491	10,900
	STORY6	D2	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900
	STORY5	D3	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900
	STORY4	D4	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900
	STORY3	D5	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900
	STORY2	D6	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900
	STORY1	D7	7,9606	7,9606	10,900	10,161	7,9606	7,9606	10,900

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec CM: le centre de masse.

CR: le centre de torsion

❖ Suivant le sens X-X $|CM-CR| \leq 5\%L = 5\%(22,45)=1,12$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%	observation
RDC	D1	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE1	D2	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE2	D3	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE3	D4	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE4	D5	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE5	D6	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE6	D7	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée

Tableau V-1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

❖ Suivant le sens Y-Y $|CM-CR| \leq 5\%L$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	50/0	observation
RDC	D1	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE1	D2	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE2	D3	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE3	D4	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE4	D5	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE5	D6	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée
ETAGE6	D7	10,90	10,90	0	1,12	vérifiée

Tableau V -2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V-3) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version2003).

Display \implies show table \implies Modal information

\implies Bulding modal information \implies Modal participating mass ratios

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,224487	80,2181	0,0000	0,0000	80,2181	0,0000	0,0000	0,0000
	2	0,188803	0,0000	77,1994	0,0000	80,2181	77,1994	0,0000	99,5093
	3	0,174692	0,2173	0,0000	0,0000	80,4354	77,1994	0,0000	0,0000
	4	0,071838	11,1250	0,0000	0,0000	91,5603	77,1994	0,0000	0,0000
	5	0,056580	0,0000	13,2109	0,0000	91,5603	90,4103	0,0000	0,1431
	6	0,052371	0,0440	0,0000	0,0000	91,6043	90,4103	0,0000	0,0000
	7	0,037246	4,1036	0,0000	0,0000	95,7079	90,4103	0,0000	0,0000
	8	0,026562	0,0000	5,0331	0,0000	95,7079	95,4433	0,0000	0,2664
	9	0,024635	0,0156	0,0000	0,0000	95,7235	95,4433	0,0000	0,0000
	10	0,022267	2,0690	0,0000	0,0000	97,7925	95,4433	0,0000	0,0000
	11	0,015002	0,0000	2,4360	0,0000	97,7925	97,8793	0,0000	0,0409
	12	0,014392	1,1311	0,0000	0,0000	98,9236	97,8793	0,0000	0,0000

OK

Modes	Period	UX	UY	UZ	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	D1	80,2181	0	0	80,2181	0	0
2	D2	0	77,1994	0	80,2181	77,1994	0
3	D3	0,2173	0	0	80,4354	77,1994	0
4	D4	11,125	0	0	91,5603	77,1994	0
5	D5	0	13,2109	0	91,5603	90,4103	0
6	D6	0,044	0	0	91,6043	90,4103	0
7	D7	4,1036	0	0	95,7079	90,4103	0
8	D8	0	5,0331	0	95,7079	95,4433	0
9	D9	0,0156	0	0	95,7235	95,4433	0
10	D10	2,069	0	0	97,7925	95,4433	0
11	D11	0	2,4360	0	97,7925	97,8793	0
12	D12	1,1311	0	0	98,9236	97,8793	0

Tableau V-3: pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le **7^{ème}** mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA99/Version 2003 (article 4.3.4) est vérifiée.

V-4) Justification du système de contreventement:

L'objectif dans cette étape est de déterminer et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

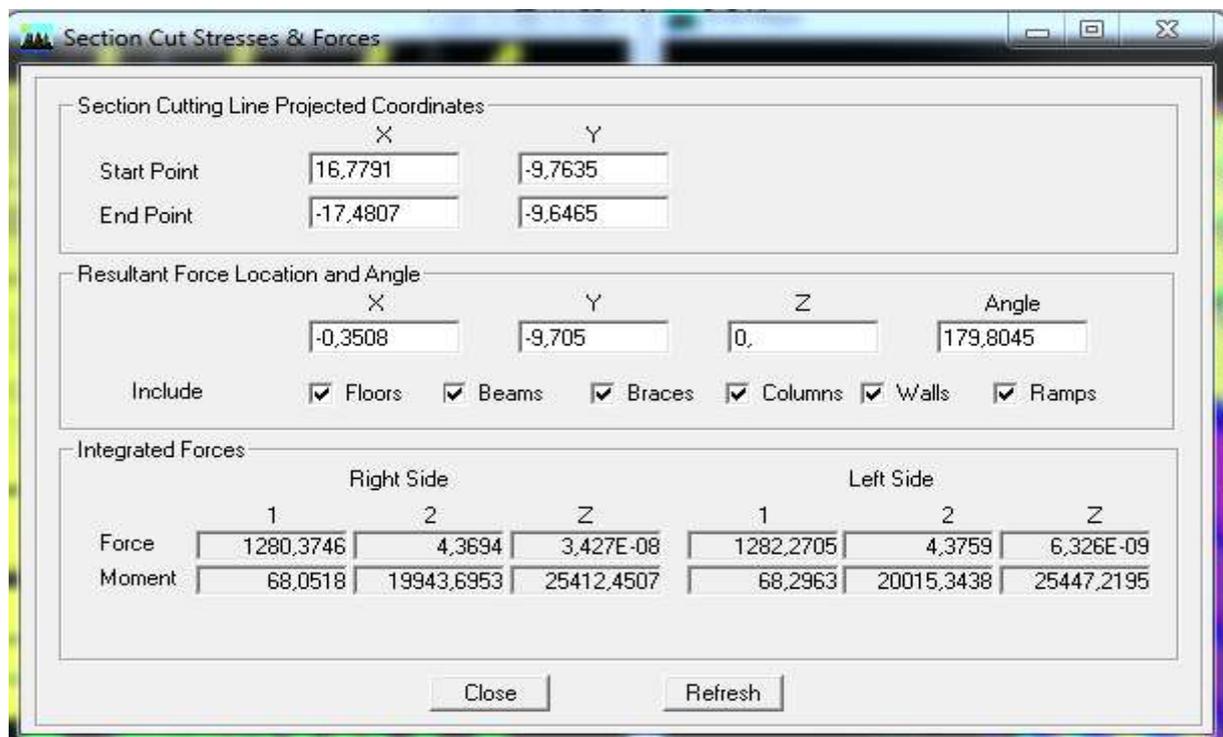
Display \implies **show Deformed shape** \implies **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw \implies **Draw Section Cut**

Ensuite, on relève la valeur sur la case (**Force-z**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,7791	-9,7635
End Point	-17,4807	-9,6465

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,3508	-9,705	0,	179,8045

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	397,5419	1,3565	4,613E-05	397,5419	1,3565	4,613E-05
Moment	66,851	19592,1416	7722,5108	66,851	19592,1416	7722,5108

Close Refresh

L'effort de la charge Ex repris par les portiques

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,7791	-9,7635
End Point	-17,4807	-9,6465

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,3508	-9,705	0,	179,8045

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

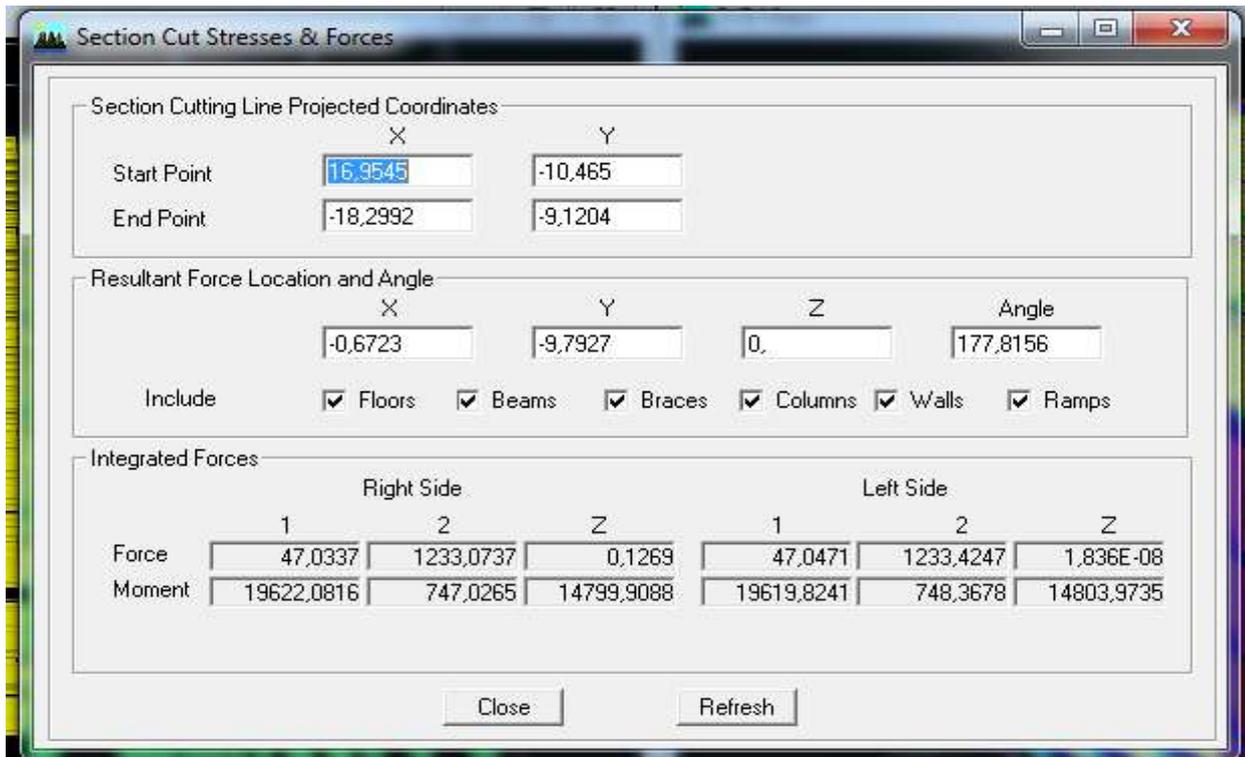
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	884,139	3,0173	4,610E-05	886,0504	3,0238	4,613E-05
Moment	3,6995	1083,7567	17692,1246	3,7616	1101,9333	17727,1854

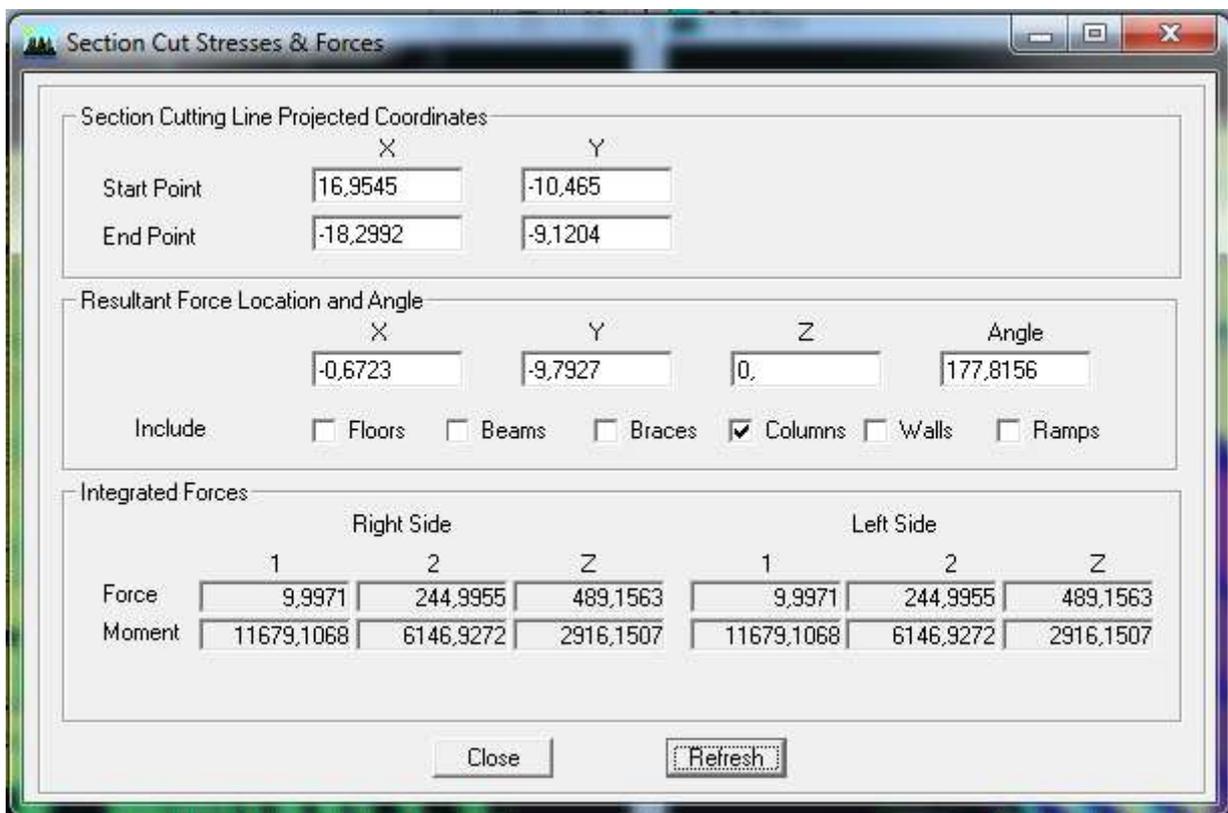
Close Refresh

L'effort de la charge Ex repris par les voiles

De même pour les efforts horizontaux, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex pour le sens longitudinal et par Ey pour le sens transversale et relever les valeurs sur la case (Force-2).



L'effort de la charge E_y repris par l'ensemble



L'effort de la charge E_y repris par les portiques

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,9545	-10,465
End Point	-18,2992	-9,1204

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,6723	-9,7927	0,	177,8156

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	38,3496	988,3075	489,2831	38,3631	988,6618	489,1563
Moment	7955,045	5404,2186	11885,8361	7952,8387	5402,8711	11889,9395

Close Refresh

L'effort de la charge E_y repris par les voiles

Enfin, on relève les valeurs des forces et les résultats sont ci après :

Sens EX

- L'effort de la charge repris par l'ensemble : **1 280 , 37KN**
 - L'effort de la charge repris par les portiques : **397,54KN**
 - L'effort de la charge repris par les voiles : **884,13KN**
- Le pourcentages repris par :**
- les portiques : **31,05%**
 - Les voiles : **69,05 %**

Sens E_y

- L'effort de la charge repris par l'ensemble : **1233,07KN**
 - L'effort de la charge repris par les portiques : **244,99KN**
 - L'effort de la charge repris par les voiles : **988,30KN**
- Le pourcentages repris par :**
- les portiques : **19,87 %**
 - Les voiles : **80,15 %**

V-5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_i, \dots \text{ Art (4.3 99 / Version 2003) } t$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

R = 5 (coefficient de comportement de la structure).

Q : 1 (facteur de qualité)

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- groupe d'usage 2
 - zone sismique IIa
- } A=0,15 Annexe1. Tab 4.1 RPA99

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

Dans notre cas : T etabs = 0,2244

T₂=0.5s > T etabs = 0,2244 s > 3 s \implies donc : **D=2,5 η (T₂ / T)^{2/3} (3/T)^{5/3}**

- Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \frac{7}{\sqrt{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \dots \text{ Art(4.3.RPA99 / 2003)}$$

ζ (%) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, le tableau (4.2/RPA 99) .

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\zeta = 7\%$) et des voiles ($\zeta = 10\%$), donc on prend :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

D'où $\zeta = 0,82 > 0,7$ condition vérifiée

Alors : $D=2,5 \times 0,82 \times (0,5 / 0,2244)^{2/3} \times (3 / 0,2244)^{5/3} = 1,61$

Wt : poids de la structure donné par le logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

Display → **show tables** → **select cases combs** → **selectionner poids (G+0.8Q)** → **OK**

Après → **Analysis results** → **Building output** → **Table: story shears**

-Le poids total est donné par la colonne P à la base (RDC, Bottom)

Wt= 52 945,07 KN

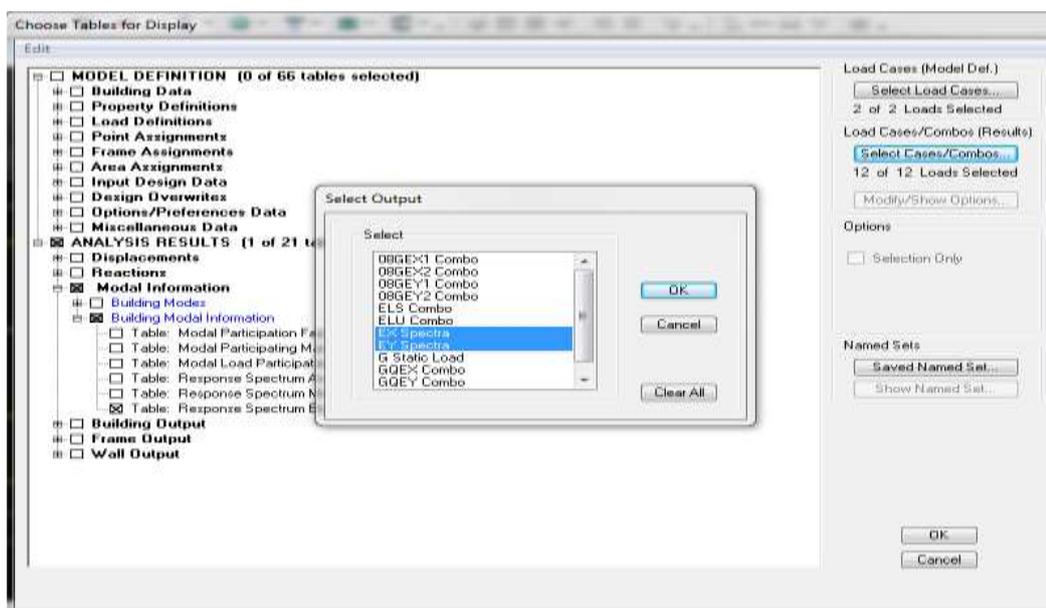
Donc $V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1}{5} \times 52945,07 = 2557,24 \text{ KN}$

Vx= Vy=2 557,24 KN

b) Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **modal Information** Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos → 2 fois sur **OK** et Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	1264,60	0,00	0,00	0,000	19992,837	-12402,7
	EX	2	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	3	U1	3,43	0,00	0,00	0,000	57,276	-340,5
	EX	4	U1	164,64	0,00	0,00	0,000	-55,740	-1612,6
	EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	6	U1	0,55	0,00	0,00	0,000	1,295	-54,78
	EX	7	U1	43,95	0,00	0,00	0,000	154,347	-433,3
	EX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	9	U1	0,14	0,00	0,00	0,000	0,554	-12,76
	EX	10	U1	18,49	0,00	0,00	0,000	22,584	-181,6
	EX	11	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	12	U1	9,06	0,00	0,00	0,000	19,777	-82,91
	EX	All	All	1282,28	0,00	0,00	0,000	20015,460	12701,0
	EY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	2	U2	0,00	1217,01	0,00	-19625,705	0,000	13265,3
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	5	U2	0,00	174,69	0,00	259,896	0,000	1874,5

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F1 = 1264,60 \text{ kN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F2 = 1217,01 \text{ kN}$$

c) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente:

$$\text{statique} = 1269,76 \text{ kN} \quad 0,8 V = 0,8 \times 1269,76 = 1015,808 \text{ kN}$$

Sens xx : $V_{\text{etabs}} = 1264,60 > 80\% V = 1015,808 \text{ kN}$Condition vérifiée.

Sens yy : $V_{\text{etabs}} = 1217,01 > 80\% V = 1015,808 \text{ kN}$Condition vérifiée.

Remarque :

La résultante de forces sismiques à la base obtenue par combinaison modal est supérieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente.

V-6) Calcul des déplacements relatifs:(Art 4-4-3 RPA) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le **paragraphe 4.2.10 du RPA 99/2003**, ne doivent pas dépasser **1%** de la **hauteur de l'étage** à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δk » de la structure est calculé comme suit :

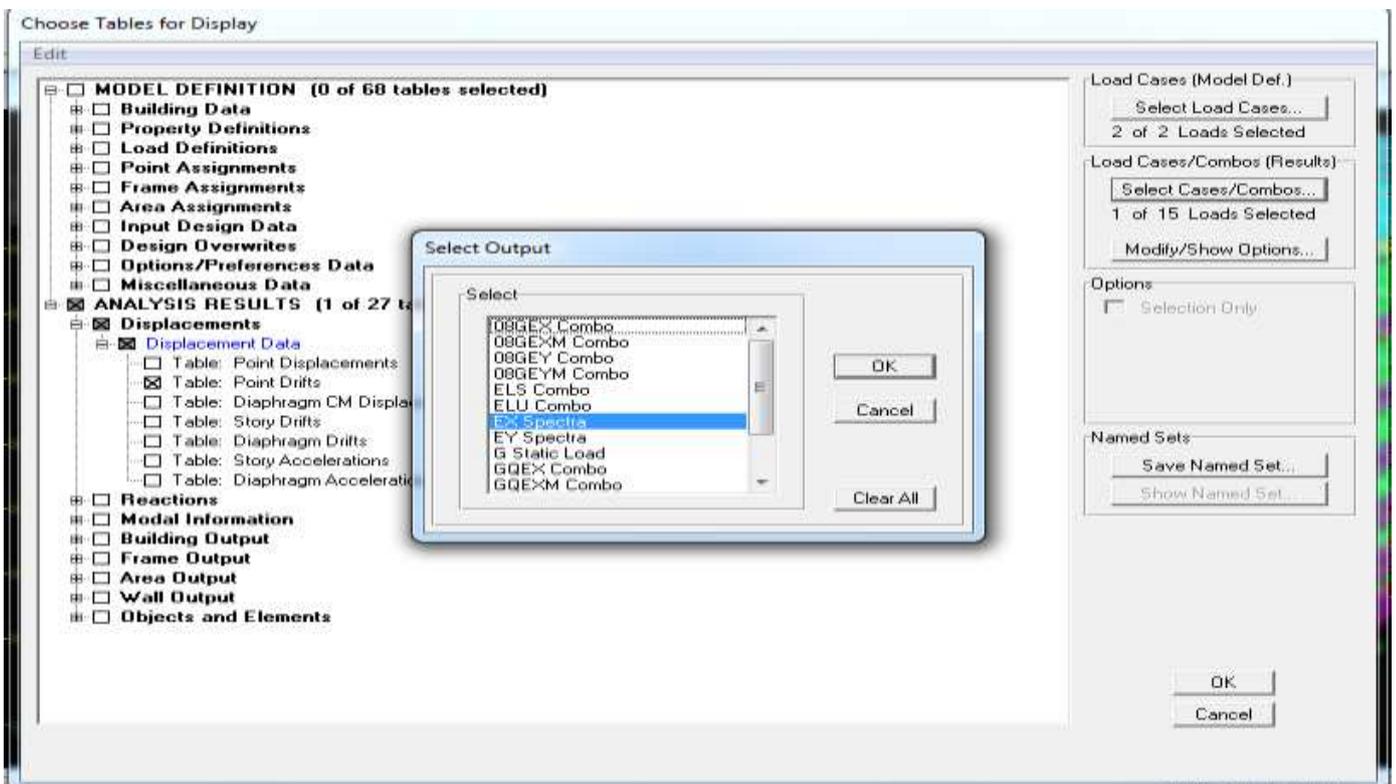
$$\delta k = R \delta ek \dots \dots \dots \text{(RPA 99/2003, formule 4-19)}$$

δek : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement =5

❖ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display*  *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS \implies *Displacement Data* \implies *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos \rightarrow 2 fois sur *OK* et les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	7	D1	EX	0,0171	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	STORY6	D2	EX	0,0157	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	STORY5	D3	EX	0,0138	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	STORY4	D4	EX	0,0112	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	STORY3	D5	EX	0,0083	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	STORY2	D6	EX	0,0053	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	STORY1	D7	EX	0,0022	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

OK

❖ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combo \implies 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	7	D1	EY	0,0000	0,0126	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	STORY6	D2	EY	0,0000	0,0111	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	STORY5	D3	EY	0,0000	0,0094	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY4	D4	EY	0,0000	0,0074	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY3	D5	EY	0,0000	0,0053	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	STORY2	D6	EY	0,0000	0,0032	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	STORY1	D7	EY	0,0000	0,0013	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions : δkx [m]

Etages	Diaphragm	U_x	δkx [m]	U_y	δky [m]	Δkx	Δky	1%He	conclusion
ETAGE6	D7	0.0171	0,0855	0.0126	0,063	0,0014	0,0015	0.0306	CV
ETAGE5	D6	0.0157	0,0785	0.0111	0,0555	0,0019	0,0017	0.0306	CV
ETAGE4	D5	0.0138	0,069	0.0094	0,047	0,0026	0,002	0.0306	CV
ETAGE3	D4	0.0112	0,056	0.0074	0,037	0,0029	0,0021	0.0306	CV
ETAGE2	D3	0.0083	0,0415	0.0053	0,0265	0,003	0,0021	0.0306	CV
ETAGE1	D2	0.0053	0,0265	0.0032	0,016	0,0031	0,0019	0.0306	CV
RDC	D1	0.0022	0,011	0.0013	0,0065	0,0022	0,0013	0.0408	CV

Avec :

δkx : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δky : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta Kx = \delta x - \delta x_{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99/2003**)

$\Delta Ky = Ky_i - Ky_{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99/2003**)

He : hauteur de l'étage considéré.

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA99/2003 vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V-7) Vérification du déplacement maximal de la structure Art (B.6.5,3/BAEL 91)

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

$$f = \frac{H_t}{500} = \frac{22,44}{500} = 0,04m \quad \left\{ \begin{array}{l} f : \text{la flèche admissible.} \\ H_t = 22,44m : \text{la hauteur totale du bâtiment} \end{array} \right.$$

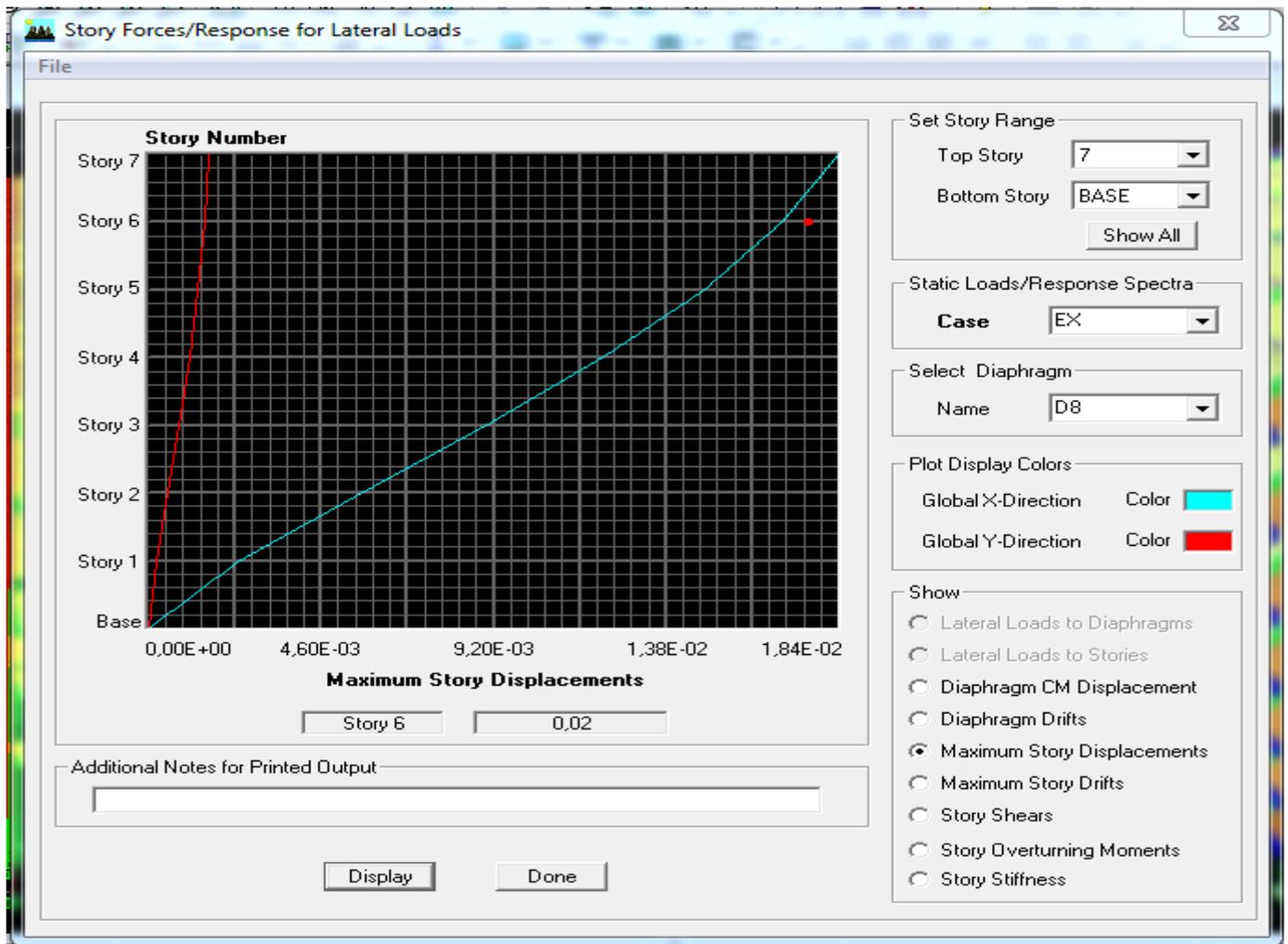
❖ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

❖

- Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : *Display* \implies *Show Story Response Plots*

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

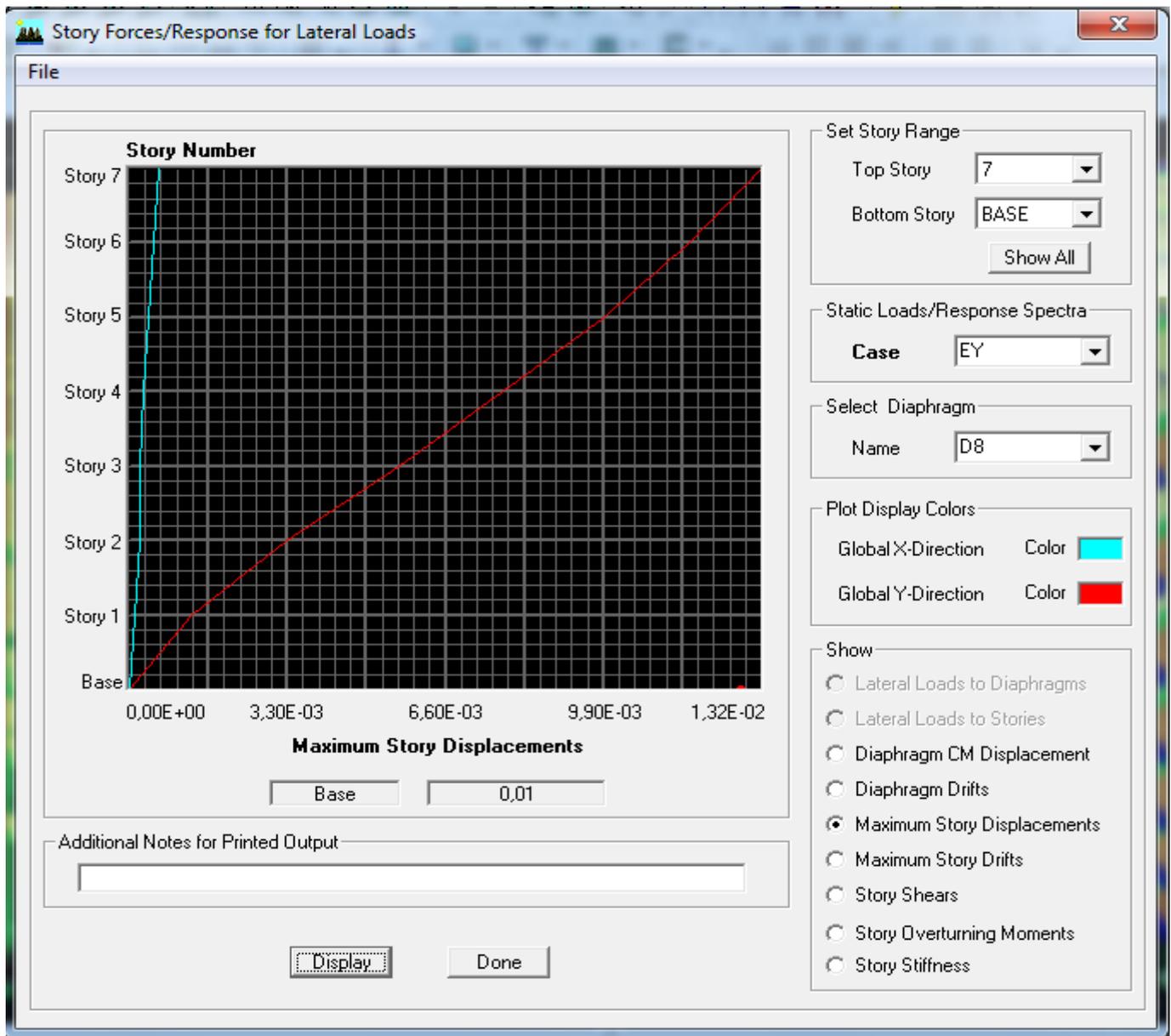


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

-Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m
- Flèche admissible : 0.04 m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V-8) vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- ✓ Le grand effet P- Δ : correspondant
- ✓ Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2eme ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

- Si $\theta_k \leq 0,1$ effet P-Delta peut être négligés.
- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0,2$ Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:
$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k»

v_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

h_k : hauteur d'étage «k»

Niv	Pk	hk	Sens x-x (sous Ex)				Sens Y-Y (sous Ex)			
			ΔK	Vk	Vk \times hk	θ_x	ΔK	Vk	Vk \times hk	θ_y
6	3945	3.06	0,0014	419.12	1 282,51	0,0043	0,0015	436.68	1 336,24	0,0044
5	7668.5	3.06	0,0019	710.58	2 174,37	0,0067	0,0017	736.51	2 253,72	0,0058
4	11501.03	3.06	0,0026	952.41	2 914,37	0,0103	0,002	981.8	3 004,31	0,0077
3	15333.55	3.06	0,0029	1155.26	3 534,96	0,0126	0,0021	1190.79	3 643,82	0,0088
2	19166.07	3.06	0,003	1322.26	4 046,12	0,0142	0,0021	1363.8	4 173,23	0,0087
1	22998.59	3.06	0,0031	1456.15	4 455,82	0,0160	0,0019	1502.04	4 596,24	0,0065
RDC	27249.14	4.08	0,0022	1566.51	6 391,36	0,0094	0,0013	1618.3	6 602,66	0,0091

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

INTRODUCTION :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VI-1 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU) puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront donnés par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis. ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{ (RPA 99 /2003)}$$

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle. M_{ELU} : moments maximums à l'ELU.

M_{Sa} : moments maximums dus aux combinaisons accidentelles.

VI-1-1 - Les recommandations du RPA :

- **Les armatures longitudinales :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres secondaires : } 0,5 \% \cdot (25 \times 30) = 3,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres principale : } 0,5\% \cdot (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \% \text{ en zone courante.} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

$$\text{Zone courante} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principale : } A_{\max} = 0,004 \cdot (30 \times 40) = 4,8 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0,004 \cdot (25 \times 30) = 3,00 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Zone de recouvrement} \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principale : } A_{\max} = 0,006 \cdot (30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0,006 \cdot (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

-La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone I et II
- 50ϕ en zone III

Dans notre cas, la longueur minimum de recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa)

• **Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

b : base de la poutre

S_t : espacement des cadres.

L'espacement maximum entre les armatures transversal est déterminé comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

VI-1-2- Calcul des armatures à l'ELU :

Les armatures longitudinales seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis. Le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{On distingue 2 cas}$$

:

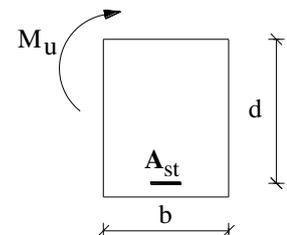
1^{er} cas : $\mu < \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (S.S.A)

$$d'où \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{où} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

A_s : section d'armatures tendues.

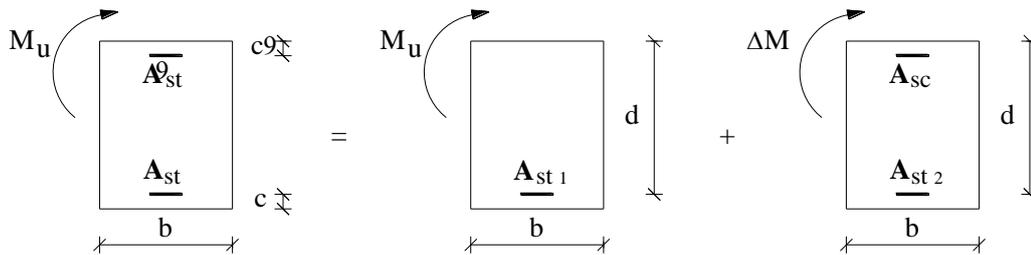
d : distance entre la fibre la plus comprimée et les aciers tendus.

$f_e = 400 \text{ MPa}$



2^{ème} cas : $\mu > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A)

$$A'_{st} \neq 0$$



On a :

La première section fictive : $A_{st1} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}}$ où $M_1 = \mu_l b d^2 f_{bc}$

La deuxième section fictive : $A_{st2} = A_{sc} = \frac{M_u - M_1}{(d - c')\sigma_{st}} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{sc}}$

Remarque :

En situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

En situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI -1-3) Ferraillage des poutres principales (40X30):

Aux appuis : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	μ	OBS	β	As CAL (cm ²)	Ferraillage	As adopté
RDC	43,144	0,0701	SSA	0,9636	4,595	6HA14fil+3HA12chap	12,63
1	43,755	0,0711	SSA	0,9630	4,663	6HA14fil+3HA12chap	12,63
2	44,047	0,0716	SSA	0,9628	4,695	6HA14fil+3HA12chap	12,63
3	43,695	0,0710	SSA	0,9631	4,656	6HA14fil+3HA12chap	12,63
4	43,093	0,0701	SSA	0,9636	4,590	6HA14fil+3HA12chap	12,63
5	42,666	0,0694	SSA	0,9640	4,542	6HA14fil+3HA12chap	12,63
6	44,228	0,0719	SSA	0,9626	4,715	6HA14fil+3HA12chap	12,63

Tableau VI.1 : Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU

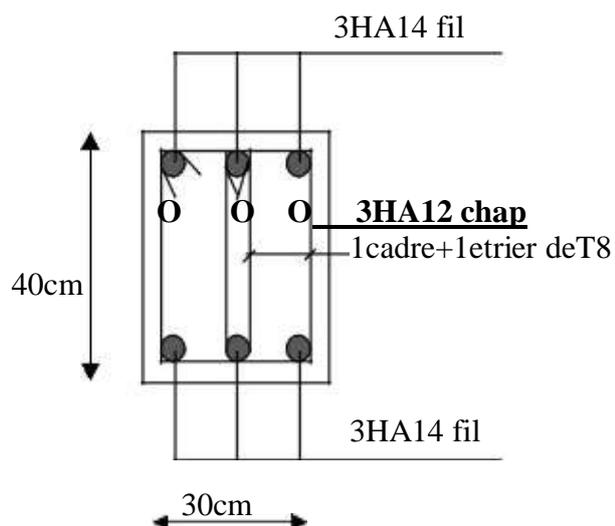
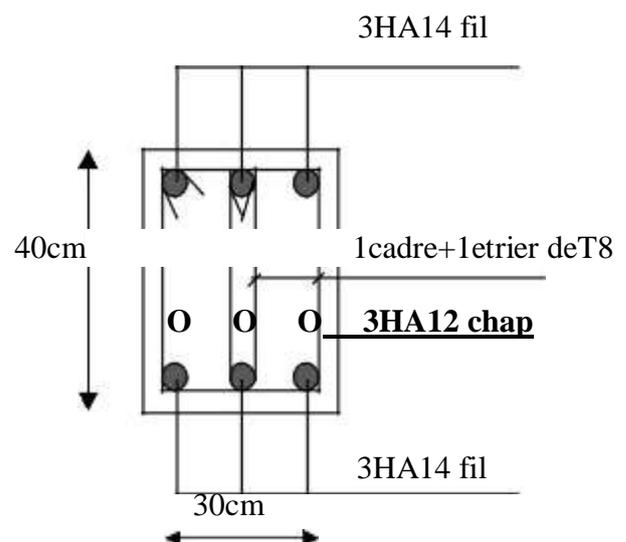
En travées : à l'ELU

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	μ	OBS	β	As CAL (cm ²)	Ferrailage	As adopté
RDC	49,974	0,0812	SSA	0,9576	5,356	6HA14fil+3HA12chap	12,63
1	50,835	0,0826	SSA	0,9568	5,453	6HA14fil+3HA12chap	12,63
2	51,969	0,0845	SSA	0,9557	5,581	6HA14fil+3HA12chap	12,63
3	53,055	0,0862	SSA	0,9548	5,703	6HA14fil+3HA12chap	12,63
4	53,906	0,0876	SSA	0,9540	5,799	6HA14fil+3HA12chap	12,63
5	54,286	0,0882	SSA	0,9537	5,842	6HA14fil+3HA12chap	12,63
6	57,206	0,0930	SSA	0,9511	6,173	6HA14fil+3HA12chap	12,63

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU

Le ferrailage final adopté :

Section (30x40) :

Aux appuis:**En travées**

VI -1-4) Vérifications à l'ELU

a- Condition de non fragilité : Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification des efforts tranchants aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,4 f_{c28} \frac{b a}{\gamma_b}$$

$$= 0,4 \cdot 25 \cdot \frac{300 \cdot (0,9 \cdot 380) \cdot 10^{-3}}{1,5} = 68,4 \text{ KN}$$

$$V_u = 68,4 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$V_u = 68,4 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 57,206 \text{ KN.m} \quad A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right]$$

$$\frac{1,15 \cdot 10^{-2}}{400} \left[68,4 \cdot 10^3 - \frac{57,206 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 380} \right] = -2,84 \text{ cm}^2 < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire pour les armatures inférieures.

c- Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99CBA93)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{où} \quad \begin{cases} \psi_s = 1,5 \\ \sum \mu_i = 6 \cdot \pi \cdot 1,6 + 3 \cdot \pi \cdot 1,4 = 43,33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{68,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 380 \cdot 43,33} = 0,461 \text{ MPa} < 1,15 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6.1.2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1} = 42,33 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

❖ Le diamètre des armatures transversales ϕ_t sera déterminé en respectant la condition suivante :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}, \phi_l, \frac{300}{10}\right) = \min(11,42,12,30)$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier **$A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$** .

❖ L'espacement des armatures transversales doit être comme suit :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10,12,30)$$

On prend **$S_{t\max} = 10 \text{ cm}$** .

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 20$$

On prend **$S_{t\max} = 15 \text{ cm}$** .

VI -1-5) Vérifications à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible de l'acier.} \\ \text{Contrainte admissible du béton.} \end{array} \right.$$

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau).}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

En travée :

Niveau	M _{EELS} KN.m	AU adopte (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	observation
RDC	38,528	12,63	1,107	0,85	19,60	94,443	4,82	15	vérifiée
1	39,203	12,63	1,107	0,85	19,60	96,098	4,90	15	vérifiée
2	40,06	12,63	1,107	0,85	19,60	98,199	5,01	15	vérifiée
3	40,886	12,63	1,107	0,85	19,60	100,223	5,11	15	vérifiée
4	41,523	12,63	1,107	0,85	19,60	101,785	5,19	15	vérifiée
5	41,839	12,63	1,107	0,85	19,60	102,559	5,23	15	vérifiée
6	43,339	12,63	1,107	0,85	19,60	106,236	5,42	15	vérifiée

Tableau VI.3: Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Aux appuis :

Niveau	M _{EELS} KN.m	AU (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	observation
1	38,528	12,63	1,107	0,85	19,60	94,443	4,82	15	vérifiée
2	39,203	12,63	1,107	0,85	19,60	96,098	4,90	15	vérifiée
3	40,06	12,63	1,107	0,85	19,60	98,199	5,01	15	vérifiée
4	40,886	12,63	1,107	0,85	19,60	100,223	5,11	15	vérifiée
5	41,523	12,63	1,107	0,85	19,60	101,785	5,19	15	vérifiée
6	41,839	12,63	1,107	0,85	19,60	102,559	5,23	15	vérifiée
Toiture	43,339	12,63	1,107	0,85	19,60	106,236	5,42	15	vérifiée

Tableau VI.4: Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

VI -1-5) Ferrailage des poutres secondaires (30X25):

Aux appuis : $\begin{cases} 0,8G+E \\ G+Q\pm E \end{cases}$

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	μ	OBS	β	As CAL (cm ²)	Ferrailage	As adopt
RDC	21,83	0,0784	SSA	0,9591	2,336	6HA12fil+4HA12chap	11.31
1	30,838	0,1108	SSA	0,9411	3,363	6HA12fil+4HA12chap	11.31
2	30,124	0,1082	SSA	0,9426	3,280	6HA12fil+4HA12chap	11.31
3	28,755	0,1033	SSA	0,9453	3,122	6HA12fil+4HA12chap	11.31
4	25,364	0,0911	SSA	0,9521	2,734	6HA12fil+4HA12chap	11.31
5	21,017	0,0755	SSA	0,9607	2,245	6HA12fil+4HA12chap	11.31
6	12,619	0,0453	SSA	0,9768	1,326	6HA12fil+4HA12chap	11.31

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELU

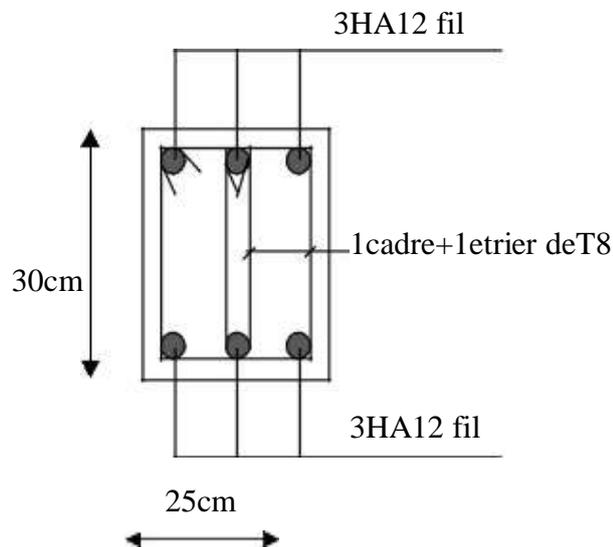
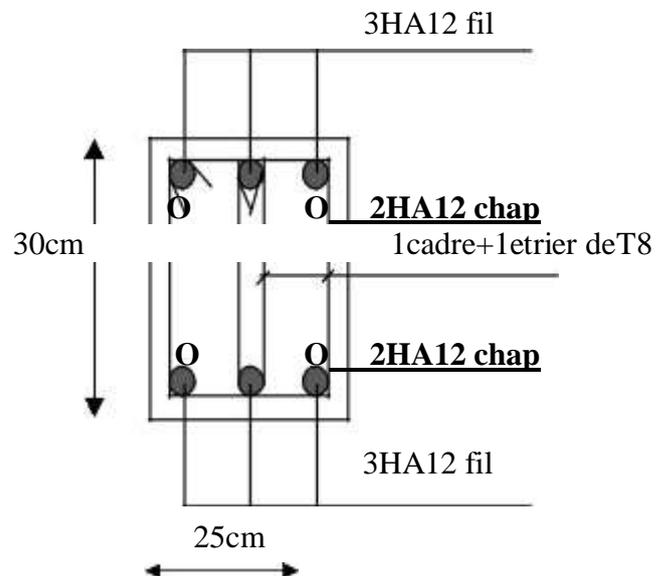
En travées : à l'ELU

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	μ	OBS	β	As CAL (cm ²)	Ferrailage	As adopt
RDC	6,034	0,0217	SSA	0,9890	0,626	6 HA12 fil	6.79
1	7,686	0,0276	SSA	0,9860	0,800	6 HA12 fil	6.79
2	9,481	0,0341	SSA	0,9826	0,990	6 HA12 fil	6.79
3	11,647	0,0418	SSA	0,9786	1,221	6 HA12 fil	6.79
4	13,431	0,0483	SSA	0,9752	1,413	6 HA12 fil	6.79
5	15,023	0,0540	SSA	0,9722	1,586	6 HA12 fil	6.79
6	11,041	0,0397	SSA	0,9797	1,157	6 HA12 fil	6.79

Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU

Le ferrailage final adopté :

Section (25x30) :

En travées**Aux appuis:**VI -1-6) Vérifications à l'ELU

a- Condition de non fragilité : Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.25.28. \frac{2,1}{400} = 0,84cm^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification des efforts tranchants aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,4 f_{c28} \frac{b a}{\gamma_b}$$

$$= 0,4.25. \frac{250.(0,9.280).10^{-3}}{1,5} = 420KN$$

$$V_u = 42KN < 420 KN \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$VU = 42 KN \quad ; \quad Mu = 30,838 KN.m \quad A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$\frac{1,15 \cdot 10^{-2}}{400} \left[42 \cdot 10^3 - \frac{30,838 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 280} \right] = -2,31 \text{ cm}^2 < 0 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire pour les armatures inférieures.

c- Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés 99CBA93)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{où} \quad \begin{cases} \psi_s = 1,5 \\ \sum \mu_i = 6 \cdot \pi \cdot 1,6 + 3 \cdot \pi \cdot 1,4 = 43,33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{42 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 433,3} = 0,384 \text{ MPa} < 1,15 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,33 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

❖ Le diamètre des armatures transversales ϕ_t sera déterminé en respectant la condition suivante :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{300}{35}, \theta_l, \frac{250}{10} \right) = \min (8,57, 12,25)$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

❖ L'espacement des armatures transversales doit être comme suit :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_t ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (7,5, 0, 12, 30)$$

On prend $S_{t\max} = 10 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$S_t \leq 15 \quad \Rightarrow \quad$ On prend $S_{t\max} = 15 \text{ cm}$.

VI-1-7) Vérifications à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible de l'acier.} \\ \text{Contrainte admissible du béton.} \end{array} \right.$$

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau).}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

En travée :

Niveau	M _{ELS} KN.m	A _U (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	observation
RDC	4,676	6.79	0.97	0,841	16,45	11,282	0,69	15	vérifiée
1	5,928	6.79	0.97	0,841	16,45	14,303	0,87	15	vérifiée
2	7,31	6.79	0.97	0,841	16,45	17,638	1,07	15	vérifiée
3	8,936	6.79	0.97	0,841	16,45	21,561	1,31	15	vérifiée
4	10,304	6.79	0.97	0,841	16,45	24,862	1,51	15	vérifiée
5	11,512	6.79	0.97	0,841	16,45	27,777	1,69	15	vérifiée
6	8,484	6.79	0.97	0,841	16,45	20,471	1,24	15	vérifiée

Tableau VI.7: Ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Aux appuis :

Niveau	M _{EELS} KN.m	AU (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	observation
1	4,676	6.79	0.97	0,841	16,45	11,282	0,69	15	vérifiée
2	5,928	6.79	0.97	0,841	16,45	14,303	0,87	15	vérifiée
3	7,31	6.79	0.97	0,841	16,45	17,638	1,07	15	vérifiée
4	8,936	6.79	0.97	0,841	16,45	21,561	1,31	15	vérifiée
5	10,304	6.79	0.97	0,841	16,45	24,862	1,51	15	vérifiée
6	11,512	6.79	0.97	0,841	16,45	27,777	1,69	15	vérifiée
Toiture	8,484	6.79	0.97	0,841	16,45	20,471	1,24	15	vérifiée

Tableau VI.8: Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS**VI-2 Ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes :

Effort normal maximal avec son moment correspondant.

Effort normal minimal avec son moment correspondant.

Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

VI-2-1 Recommandation du RPA99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone (II a)
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de (0.8%bh) en zone (II a)

Poteaux (40 x40): $A_{min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$

Poteaux (35 x35): $A_{min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$

Poteaux (30 x30): $A_{min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (6%bh) en zone de recouvrement

Poteaux (40 x40): $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteaux (35 x35): $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

Poteaux (35 x35): $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (4%bh) en zone de courante

Poteaux (40 x40): $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteaux (35 x35): $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteaux (30 x30): $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Conventions: Efforts normaux :

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

VI-2-2 Calcul de la section d'armature donné a l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée(**SPC**).

Section entièrement comprimée(**SEC**).

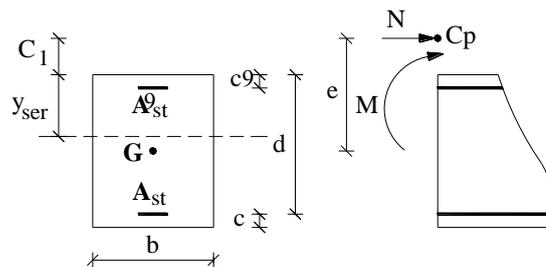
Section entièrement comprimée(**SET**).

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c^e \right)$$



Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$(d - c^e) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c^e}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c^e \right)$ Si (N) étant un effort de compression

$g = e - \left(\frac{h}{2} - c^e \right)$ Si (N) étant un effort de traction

a-1) Détermination des armatures :

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_U \left(\frac{h}{2} + c'' \right) = M + g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$U_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M_l = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_l}{(d - c'') \sigma_{st}}$$

$$A_f'' = \frac{\Delta M_l}{(d - c'') \sigma_{st}}$$

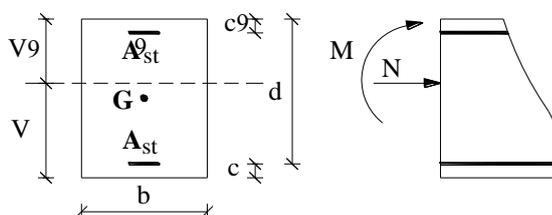
- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f \quad A'' = A_f \pm \frac{N_U}{\sigma_{ST}}$$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$



- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c^e) - M_f > (0,337h - 0,81c'')b.h.f_{bc}$$

b-1) Détermination des armatures :

1er cas :

$$N_u(d - c^e) - M_f \geq (0,5h - c'')b.h.f_{bc} \longrightarrow \text{S.D.A}$$

$$A'' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0,5h)}{\sigma_{st} \cdot (d - c'')} \quad A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A''$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armature tendues.

2ème cas

$$N_u(d - c^e) - M_f \leq (0,5h - c'')b.h.f_{bc} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A'' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad A = 0 \quad \psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c'') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,857 - \frac{c''}{h}}$$

VI-2-3) Vérification à l'ELS :

$$\text{Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \iff \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6} \iff \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b.h + 15(A + A') \longrightarrow \text{Section total homogène.}$$

V₂ : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b h^2}{2} + 15(c' A'_s + d A_s) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I₀ = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 - V_2^3) + 15[A'_s(V_1' - c')^2 + A_s(V_2 - c)^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s V_1}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s V_2}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = k y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{où} \quad k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}}$$

$$S_{xx'} = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser}) + A'_s (y_{ser} - c')]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad \text{et} \quad c_1 = d - e_s$$

c_1 : sera considéré comme positif s'il tombe à l'intérieur de la section.

c_1 : sera considéré négatif si c_1 tombe à l'extérieur de la section.

y_c : sera obtenu par résolution de l'équation de 3^{ème} degré.

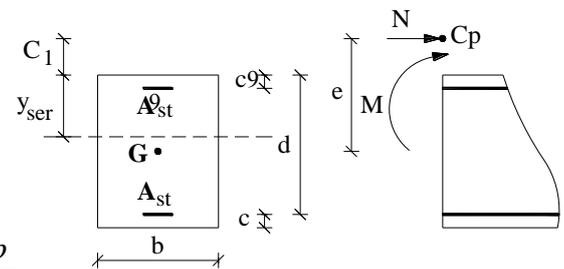
$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90 A'_s (c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A_s (d - c_1)}{b}$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90 A'_s (c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A_s (d - c_1)^2}{b}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,50(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_c = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \rightarrow \phi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$



Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \quad y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) \quad y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right)$$

VI-2-4) Calcul à l'ELU :

Ferrailage : le ferrailage des poteaux est fait par le calcul automatique à l'aide d'un logiciel de calcul SOCOTEC

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

SOUS M_2

		ELU sens longitudinal							
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A min (cm ²)	A adopte (cm ²)	Choix des barres
RDC	40x40	$N_{max}=-$ 376,99	$M_{cor}=-0,292$	SEC	5,44	5,39	12,80	14,20	4HA16 + 4HA14
1 étage		$N_{min}=58,28$	$M_{cor}=1,187$	SEC	0	0			
2 étage		$N_{cor}=52,75$	$M_{max}=13,644$	SEC	0	0,27			
3 étage	35X35	$N_{max}=-$ 177,58	$M_{cor}=-0,182$	SEC	2,57	2,53	9,8	12,32	8HA14
4 étage		$N_{min}=-$ 82,81	$M_{cor}=0,209$	SPC	1,17	1,21			
		$N_{cor}=35,33$	$M_{max}=1,451$	SPC	0,36	0,65			
5 étage	30X30	$N_{min}=-$ 33,62	$M_{cor}=-0,013$	SPC	0,48	0,48	7,2	10,68	4HA14 + 4HA12
6 étage		N_{cor} =16,94	$M_{max}=1,571$	SPC	0	0			
		$N_{cor}=-$ 136,41	$M_{max}=25.82$	SPC	0	4,94			

SOUS M_3

		ELU sens transversale							
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A min (cm ²)	A adopte (cm ²)	Choix des barres
RDC	40x40	$N_{max}=-$ 376,99	$M_{cor}=-$ 12,697	SEC	6,49	4,35	12,80	14,20	4HA16 + 4HA14
1 étage		$N_{min}=$ 58,28	$M_{cor}=$ 11,26	SEC	0	0			
2 étage		$N_{cor}=$ 52,75	$M_{max}=$ 85,276	SEC	0	6,33			
3 étage	35X35	$N_{max}=-$ 177,58	$M_{cor}=-$ 14,334	SEC	1,97	1,13	9,8	12,32	8HA14
4 étage		$N_{min}=-$ 82,81	$M_{cor}=$ 3,312	SEC	0,86	1,52			
		$N_{cor}=$ 35,33	$M_{max}=$ 51,403	SEC	0	4,39			
5 étage	30X30	$N_{min}=-$ 33,62	$M_{cor}=-$ 18,41	SEC	2,54	0	7,2	10,68	4HA14 + 4HA12
6 étage		N_{cor} =16,94	$M_{max}=$ 0,231	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-$ 136,41	$M_{max}=$ 19,117	SEC	0	4,22			

LES poteaux seront ferrailés avec la section minimale de RPA

{	Poteaux (40X40) $A_{\min}=12,80 \text{ cm}^2$
	Poteaux (35X35) $A_{\min}=9,80 \text{ cm}^2$
	Poteaux (30X30) $A_{\min}=7,20 \text{ cm}^2$

VI-2-5) Calcul des armatures transversales :

▪ Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91/99] le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles les

$$\text{maintiennent : } \phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour **2 cadres HA8 = 2.01cm²**.

▪ Espacement des armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur effort tranchant qui est maximal à leurs niveaux.

▪ Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (14 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) \implies \text{On adopte: } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min} < 21 \text{ cm} \implies \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$$

▪ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ t.b}$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% \text{ t.b}$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,40} = 5,355$$

Pour $\lambda_g \geq 5$

$$A_t = 3\% \text{ S}_t \times b$$

❖ **En zone nodale :**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ **En zone courante :**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

▪ **Longueurs de recouvrement**

Pour les barres de 12 mm $\Rightarrow L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour les barres de 14 mm $\Rightarrow L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour les barres de 16 mm $\Rightarrow L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

VI-2-6) Calcul Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b \begin{cases} 0,0075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g = 5,35 \geq 5 \\ \rho_b = 0,0075 \end{cases}$$

$$\tau_b = 0,0075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

➤ **Poteaux (40 x 40)cm² :**

- **Sens longitudinal :**

$$\tau_b = \frac{8,68.10^3}{400.380} = 0,057\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

- **Sens transversal :**

$$\tau_b = \frac{16,33.10^3}{400.380} = 0,107\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

➤ **Poteaux (35 x35)cm² :**

- **Sens longitudinal :**

$$\tau_b = \frac{8,97.10^3}{350.330} = 0,077\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

- **Sens transversal :**

$$\tau_b = \frac{18,15.10^3}{350.330} = 0,157\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

➤ **Poteaux (30 x 30)cm² :**

- **Sens longitudinal :**

$$\tau_b = \frac{8,9.10^3}{300.280} = 0,105\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

- **Sens transversal :**

$$\tau_b = \frac{19,15.10^3}{300.280} = 0,227\text{Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875\text{Mpa} \implies \text{Vérifié}$$

Condition de non fragilité :

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique **f_e**.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{Adopte}} \succ A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right)$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'aciers tendus ;

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

: Hauteur utile ;

: Largeur de la section de béton

Sous M2

Sections	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	d	b	A_{min} (cm ²)	A adoptée	OBS
40x40	$N_{max}=-289,92$	$M_{cor}=-0,208$	0,071	38	40	4,541	14,20	CV
	$N_{min}=-1532,16$	$M_{cor}=0,29$	0,018			4,521		CV
	$N_{cor}=-726,97$	$M_{max}=27,191$	3,74			7,559		CV
35x35	$N_{max}=-136,67$	$M_{cor}=-0,126$	0,092	33	35	3,461	12,32	CV
	$N_{min}=-861,14$	$M_{cor}=4,157$	0,482			3,605		CV
	$N_{cor}=-427,27$	$M_{max}=27,892$	6,52			-28,549		CV
35x35	$N_{max}=-26,29$	$M_{cor}=0,009$	0,034	28	30	2,504	10,68	CV
	$N_{min}=-430,09$	$M_{cor}=-2,724$	0,633			2,701		CV
	$N_{cor}=-137,1$	$M_{max}=25,577$	18,65			0,445		CV

Sous M3

Sections	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	d	b	A_{min} (cm ²)	A adoptée	OBS
40x40	$N_{max}=-289,92$	$M_{cor}=-9,905$	3,41	38	40	7,037	14,20	CV
	$N_{min}=-1532,16$	$M_{cor}=0,027$	-0,0017			4,513		CV
	$N_{cor}=-563,84$	$M_{max}=23,679$	-4,199			3,512		CV
35x35	$N_{max}=-136,67$	$M_{cor}=-11,174$	8,175	33	35	-4,608	12,32	CV
	$N_{min}=-861,14$	$M_{cor}=-0,101$	0,0117			3,434		CV
	$N_{cor}=-265,48$	$M_{max}=26,41$	-9,94			2,169		CV
35x35	$N_{max}=-26,29$	$M_{cor}=-14,283$	54,32	28	30	0,858	10,68	CV
	$N_{min}=-430,09$	$M_{cor}=-3,9$	0,906			2,808		CV
	$N_{cor}=-82,41$	$M_{max}=26,444$	32,08			0,729		CV

VI-3 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales.

Armatures horizontales.

Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : RDC et 1^{er} étage.

Zone II : 2^{ème} au 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème} et 6^{ème} étage.

VI-3-1) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

VI-3-2) Ferrailage des trumeaux : La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI-3-3) Exposé de la méthode : La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

Avec : e : épaisseur du voile

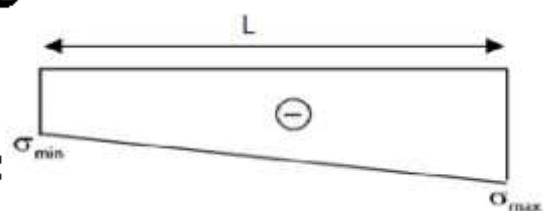
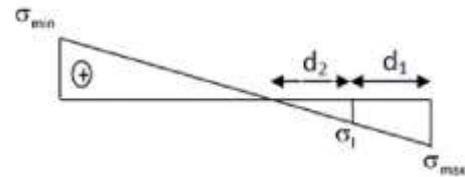
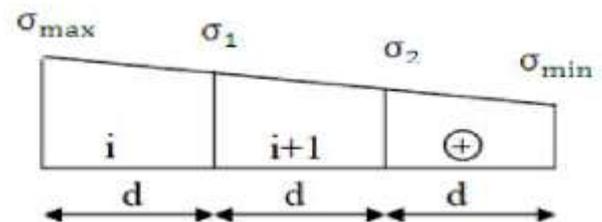
b) Ferrailage d'une section partiellement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} . d_1 . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . d_2 . e$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$



I-3-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

VI-3-4) Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93).}$$

B : Section du tronçon considéré.

VI-3-5) Exigences du RPA 99 révisée 2003 :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courantes } 0.10 \% \end{array} \right.$$

VI-3-6) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91/99 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A \geq 0.15 \% B_H \cdot A_H \geq 0,15\% \cdot B \cdot$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VI-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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

VI-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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec } T = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage

VI-3-9) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barre verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

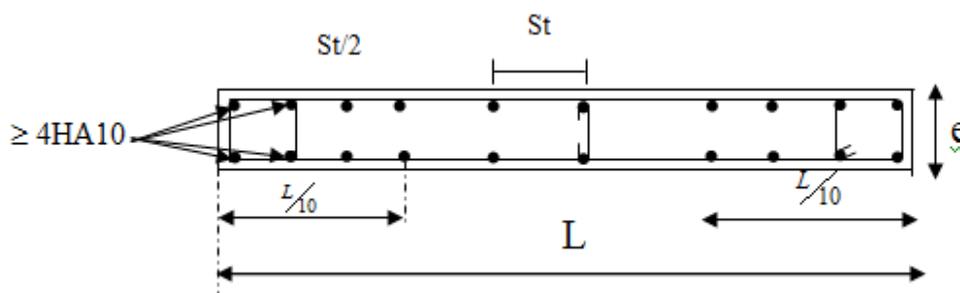


Figure VI-3-2 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-9) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 30 \text{ cm} \\ S \leq 1.5e \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

VI-3-10) Longueur de recouvrement : Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI-3-11) Vérifications :**a) Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec N_s : Effort normal calculé à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

Vérification au cisaillement :

- Selon le RPA 99/ (Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad (V = 1,4 V_u) \\ \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9h$

h : Hauteur totale de la section du béton.

- Selon le BAEL 99 : Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b d} \\ \bar{\tau}_u = \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

Voiles longitudinales **VL1: L=1,50**

Caractéristiques	Zone	I	II	III
géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,30	0,30	0,30
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	V=V'=L/2	0,75	0,75	0,75
Sollicitation de calcul	M (KN.m)	695,482		
	Ns (KN)	1071,41		
	σ_{\max} (KN/m ²)	12 885,858		
	σ_{\min} (KN/m ²)	-5 743,124		
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc(m)	2,706		
	Lt(m)	-1,206		
	d(m)	-0,60		
	σ_1 (KN/m ²)	-8 600,218		
	N ₁ (KN)	257,138		
	N ₂ (KN)	518,626		
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	0,739		
	A _{v2} (cm ²)	1,490		
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)			
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)	5,775		
Armature verticale adopté	A _{vt1} =A _{v1} /2+A _{vj} /4	2,183		
	A _{vt2} =A _{v2} /2+A _{vj} /4	2,152		
	A _{vt} adopté			
Armature horizontale	Choix par nappe			
	Espacement (cm)			
	Ah			
Armature transversale	Ah adoptée			
	Choix par nappe/ml			
	Espacement			
Vérification des contraintes	A- transversale			
	σ_b	b =15Mp		
	τ_b	b =5Mpa		
	τ_u	u =2.5Mpa		

Voiles longitudinales VL5 :L=1,00

Caractéristiques	Zone	I	II	III
géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,20	0,20	0,20
	I (m ⁴)	0,016	0,016	0,016
	V=V'=L/2	0,5	0,5	0,5
	M (KN.m)			
Sollicitation de calcul	Ns (KN)			
	σ_{\max} (KN/m ²)			
	σ_{\min} (KN/m ²)			
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc(m)			
	Lt(m)			
	d(m)			
	σ_1 (KN/m ²)			
	N ₁ (KN)			
	N ₂ (KN)			
	Armature verticale	A _{v1} (cm ²)		
A _{v2} (cm ²)				
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)			
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)			
Armature verticale adopté	$A_{vt1}=A_{v1}/2+A_{vj}/4$			
	$A_{vt2}=A_{v2}/2+A_{vj}/4$			
	A _{vt} adopté			
	Choix par nappe			
	Espacement (cm)			
Armature horizontale	A _h			
	A _h adoptée			
	Choix par nappe/ml			
	Espacement			
Armature transversale	A- transversale			
Vérification des contraintes	σ_b	$b = 15\text{Mpa}$		
	τ_b	$b = 5\text{Mpa}$		
	τ_u	$u = 2.5\text{Mpa}$		

Voiles longitudinales VL5 :L=0,60

Caractéristiques	Zone	I	II	III
géométriques	L (m)	0,60	0,60	0,60
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,120	0,120	0,120
	I (m ⁴)	0,0036	0,0036	0,0036
	V=V'=L/2	0,3	0,3	0,3
Sollicitation de calcul	M (KN.m)			
	Ns (KN)			
	σ_{\max} (KN/m ²)			
	σ_{\min} (KN/m ²)			
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc(m)			
	Lt(m)			
	d(m)			
	σ_1 (KN/m ²)			
	N ₁ (KN)			
	N ₂ (KN)			
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)			
	A _{v2} (cm ²)			
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)			
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)			
Armature verticale adopté	$A_{vt1}=A_{v1}/2+A_{vj}/4$			
	$A_{vt2}=A_{v2}/2+A_{vj}/4$			
	A _{vt} adopté			
	Choix par nappe			
	Espacement (cm)			
Armature horizontale	A _h			
	A _h adoptée			
	Choix par nappe/ml			
	Espacement			
Armature transversale	A- transversale			
Vérification des contraintes	σ_b	$b = 15\text{Mp}$		
	τ_b	$b = 5\text{Mpa}$		
	τ_u	$u = 2.5\text{Mpa}$		

INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts constituent en :

- ❖ Un effort normal : charge et surcharge verticale centré (valeur extérieure).
- ❖ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures.

a)- Fondations superficielles :

Utilisées pour les sols de bonne et moyenne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (Semelles isolées, semelles filante et radier).

b)-Fondations profondes :

Utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante, où le bon sol est assez profonde (pieux et puis).

➤ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Résultat de l'étude géotechnique du site nous donne une contrainte admissible. $\sigma_{sol} = 0,2MPa$.

➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terra in. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VII-1)- Pré dimensionnement des semelles filantes :

VII-1-1) - Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à L'ELS sous l'effort N

$$\text{Nous avons : } \sigma_{sol} \geq \frac{Ns}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante de sol ($\sigma_{sol} = 0,2MPa$).

B : Largeur de la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	L = 1,50 m	L = 1,00 m	L = 0,60 m
G + Q (KN)	537, 638	454,717	385,147
L (m)	1,50	1,00	0,60
B calcule (m)	1,79	2,27	3,209
S = B x L (m ²)	2,685	2,27	1,925
$\sum S$ (m ²)	6,88		

Tableau VII-1 : surface des semelles filante sous voiles.

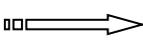
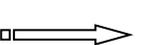
Soit une section total $S_t = 6,88 \text{ m}^2$

VII-1-2) - Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e \leq \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire
$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \end{array} \right.$$
- ✓ Détermination de la largeur de la semelle B $B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

c) Application :**c-1) Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

poteaux	$N_i=G+Q$ (kN)	M_i (KN .m)	e_i (m)	$N_i .e_i$ (KN.m)
1	493,028	-6,364	8,30	4092,132
2	406,313	-5,300	4,10	1665,883
3	1372,845	-10,429	0	0
4	412,22	5,300	-4,10	- 1690,102
5	487,35	6,364	-8,30	- 4045,005
somme	3171,756	-10,429	0	22,908

tableau VII-2 : détermination de la résultante des charges

c-2) Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 3171,756$$

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} = \frac{22,908 - 10,429}{3171,756} = 0,0039$$

$$e = 0,0039m < \frac{L}{6} = \frac{16,60}{6} = 2,76m \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \Rightarrow q_{\max} = \frac{3171,756}{16,60} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0039}{16,60} \right) = \mathbf{191,33 \text{ KN/m}} \\ q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \Rightarrow q_{\min} = \frac{3171,756}{16,60} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,0039}{16,60} \right) = \mathbf{190,80 \text{ KN/m}} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3171,756}{16,60} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,0039}{16,60} \right) = \mathbf{191,204 \text{ KN/m}}$$

c-3) Détermination de la largeur de la semelle B

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{191,204}{200} = 0,95m$$

On prend **B=1,10 m**

On aura donc : $S = 1,10 \times 16,60 = 18,26 \text{ m}^2 \implies S = 18,26 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante $S_t = S_n + S_v$

Avec : n: Nombre de portique dans le sens considéré.

- La surface de toutes les semelles filantes est:

$$S_P = S \times n = 18,26 \times 8 = 146,08 \text{ m}^2 \implies S_P = 146,08 \text{ m}^2$$

- Surface de bâtiment :

$$S_b = 16,60 \times 21,80 = 361,88 \text{ m}^2 \implies S_b = 361,88 \text{ m}^2$$

- la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_P + S_V = 146,08 + 18,26 = 164,34 \text{ m}^2 \implies S_T = 164,34 \text{ m}^2$$

$$\text{calcul du rapport } \frac{S_t}{S_b} = \frac{164,34}{361,88} = 0,454$$

Conclusion : On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment.

Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation.

c-4) Détermination de la hauteur de la semelle B

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} =$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} B : \text{largeur de la semelle.} \\ h_s : \text{Hauteur de la semelle.} \\ b : \text{largeur du poteau dans le sens x} \end{array} \right.$

On adopte une hauteur **hs = 35 cm**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\boxed{L = 16,60 \text{ m} \quad B = 110 \text{ cm} \quad h_s = 35 \text{ cm}}$$

A fin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VII-2) Etude de la poutre de rigidité :**Dimensionnement :**

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4,20 \Rightarrow \frac{4,20}{9} \leq h_p \leq \frac{4,20}{6}$$

$$\Rightarrow 0,466 \leq h_p \leq 0,70$$

On adopte une hauteur

$$h_p = 70$$

$$h_p = 0,70 \Rightarrow \frac{70}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 70}{3}$$

$$\Rightarrow 23,3 \leq b_p \leq 46,6$$

On adopte une largeur

$$b_p = 40$$

VII-3) Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé. Calcul de la charge uniforme :

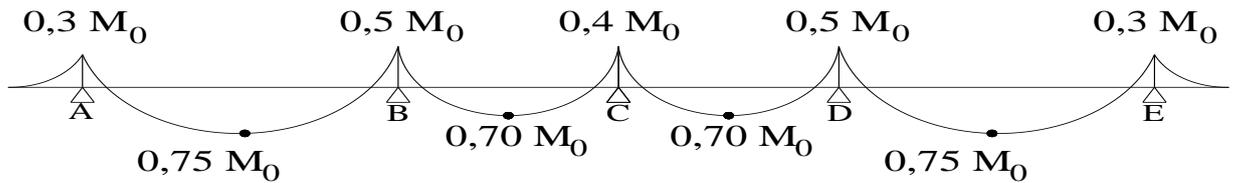
poteaux	N_u (kN)	M_u (Kn.m)	e_u (kN.m)	$N_i \cdot e_u$ (kN)
1	901,67	1,044	8,30	7483,86
2	1003,56	4,113	4,10	4114,59
3	1013,861	8,052	0	0
4	1001,45	3,182	-4,10	-4105,94
5	898,13	0,446	-8,30	-7454,47
somme	4818,671	16,837	0	38,033

- Calcul de la charge uniforme :**

$$e_u = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} = \frac{38,033 + 16,837}{4818,671} = 0,011$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_r} \left(1 + \frac{3 \cdot e_u}{L_r} \right) = \frac{4818,671}{16,60} \left(1 + \frac{3 \times 0,011}{16,60} \right) = 290,858 \text{ KN/ml}$$

• - Calcul des moments isostatiques :



Les travées AB et DE :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{290,858(4.20)^2}{8} = 641,34 \text{KN.m}$$

La travée BC et CD :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{290,858(4.10)^2}{8} = 611,16 \text{KN.m}$$

• Calcul des armatures :

Le ferrailage sera en flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } h=70\text{cm et } b=40\text{cm}$$

Aux appuis :

Appui	M _t kN.m	μ	β	A _u (cm ²)	A _{min}	obs	choix	A (adoptée)
A	192,402	0,073	0,962	8,45	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil	16,10
B	305,58	0,116	0,938	13,76	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil	16,10
C	244,46	0,093	0,951	10,86	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil	16,10
D	305,58	0,116	0,938	13,76	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil	16,10
E	192,402	0,073	0,962	8,45	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil	16,10

tableau VII-3 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Appui	M _t kN.m	μ	β	A _u (cm ²)	A _{min}	obs	choix	A (adoptée)
A-B	481,005	0,183	0,899	22,61	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil+4HA16chap	24,14
B-C	427,81	0,162	0,911	19,84	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil+4HA16chap	24,14
C-D	427,81	0,162	0,911	19,84	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil+4HA16chap	24,14
D-E	481,005	0,183	0,899	22,61	3,91	A _u > A _{min}	8HA16fil+4HA16chap	24,14

tableau VII-4 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

VII-4) Vérification de la contrainte à l'ELS :**VII-4-1) Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_U = \frac{q_u.l}{2} = \frac{290,858 \times 4,2}{2} = 610,80 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} = \frac{290,858 \times 10^3}{400 \times 680} = 1,069 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 1,069 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-2) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2 ; 4 ; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VII-4-3) Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (17,5 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad S_t = 15$$

VII-4-4) Vérification des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,02 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-5-) Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \sigma_3 \frac{100}{4}$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$N_{uf} = 165,07 \cdot 1 \cdot 1 = 165,07 \text{ KN}$$

Ce qui nous donnons :

$$A_B = \frac{165,07 \cdot (100 - 30)}{8 \cdot 50 \cdot 34,8} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm²/ml**

Armatures de répartition :

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

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm²**

VII-6) Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_2 et S_3
- (30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30X40)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

➤ Armatures longitudinales :

$$N = 1013,861 \text{ KN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1013,861}{15} = 67,59 \geq 20 \text{ kN}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{1013,86}{348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale

$$\mathbf{A=6HA 14 = 9,24 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (1,14 ; 3 ; 1,4) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

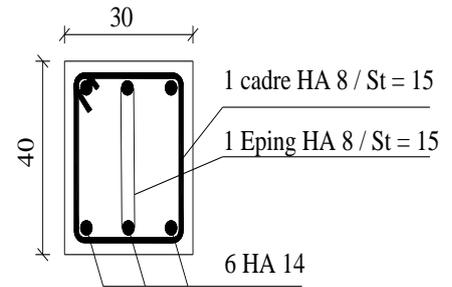
➤ **Espacement des cadres :**

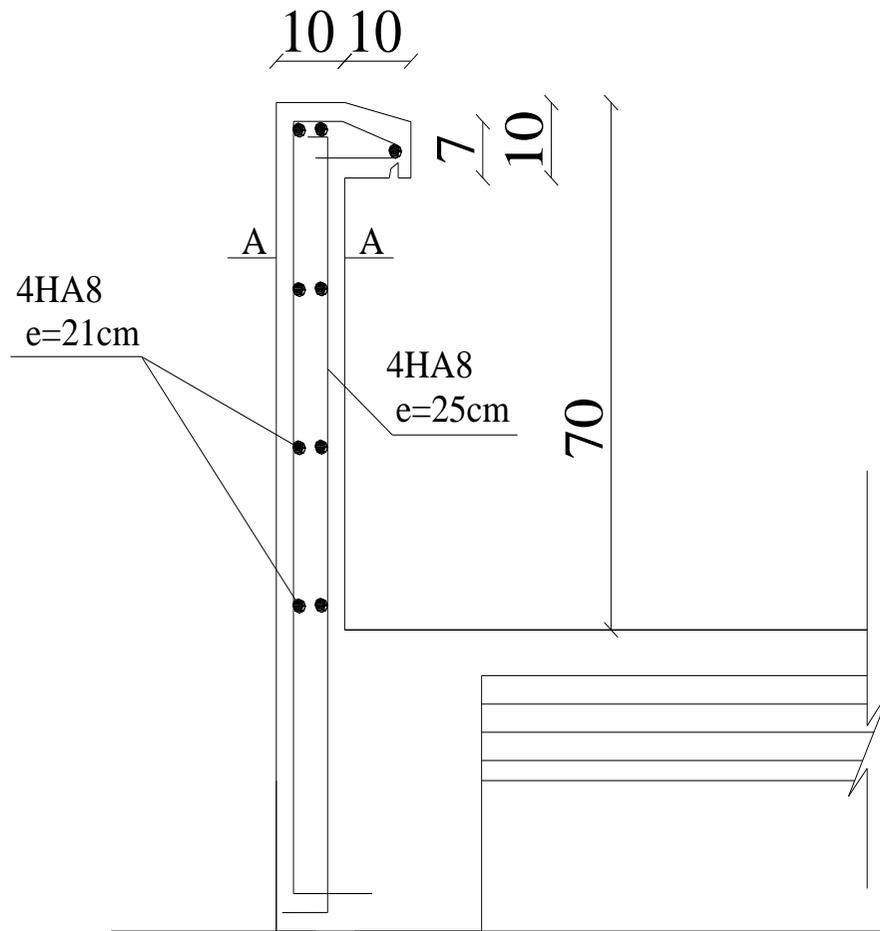
Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15 \phi_t) \text{ cm}$$

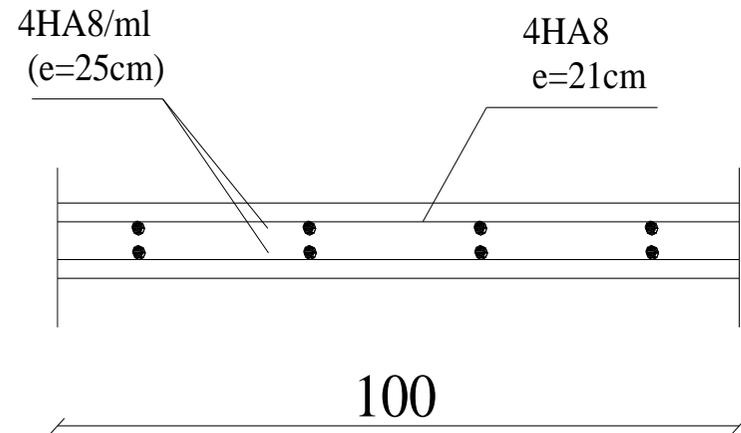
$$S_t \leq \min (20 ; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

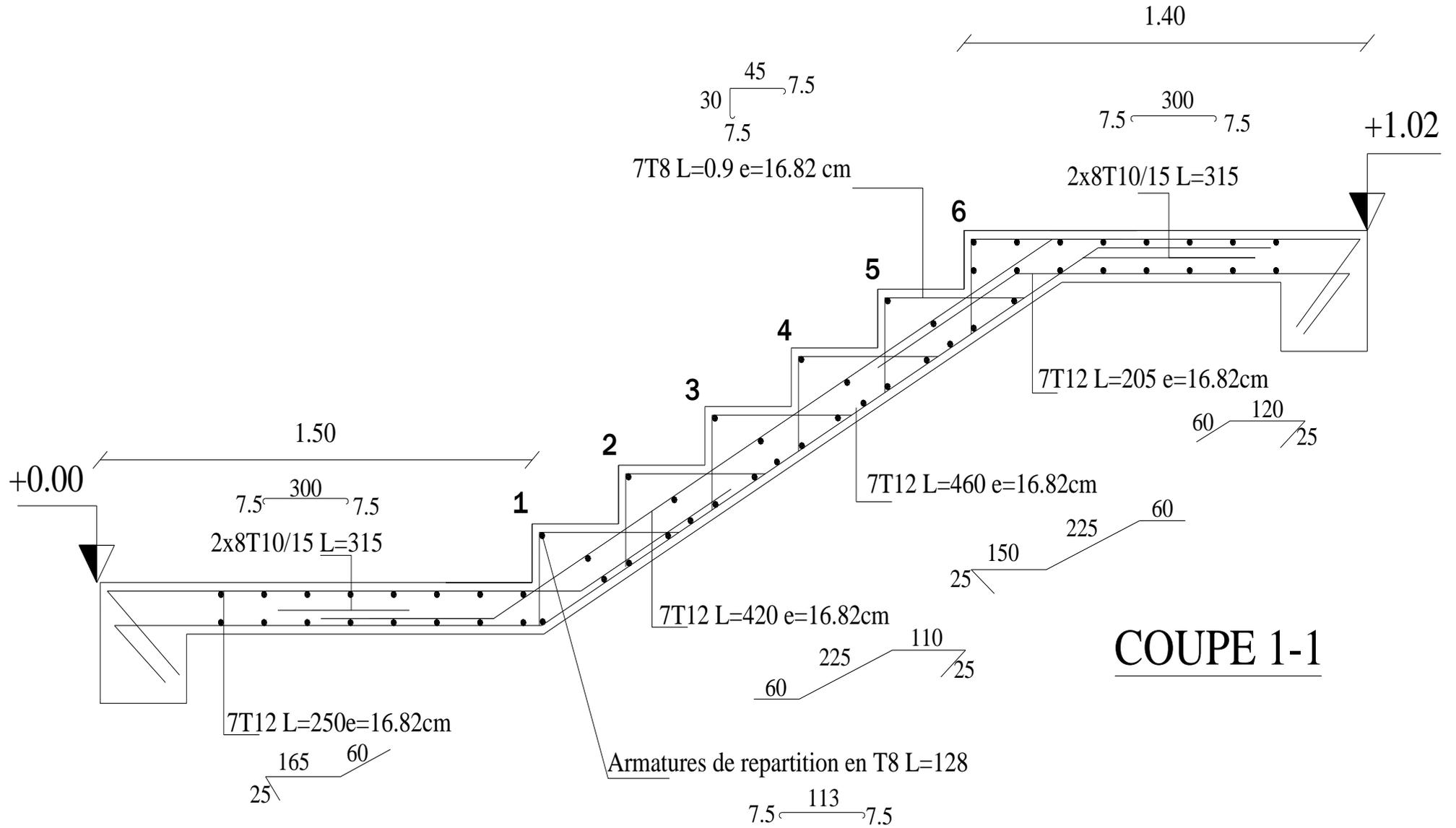


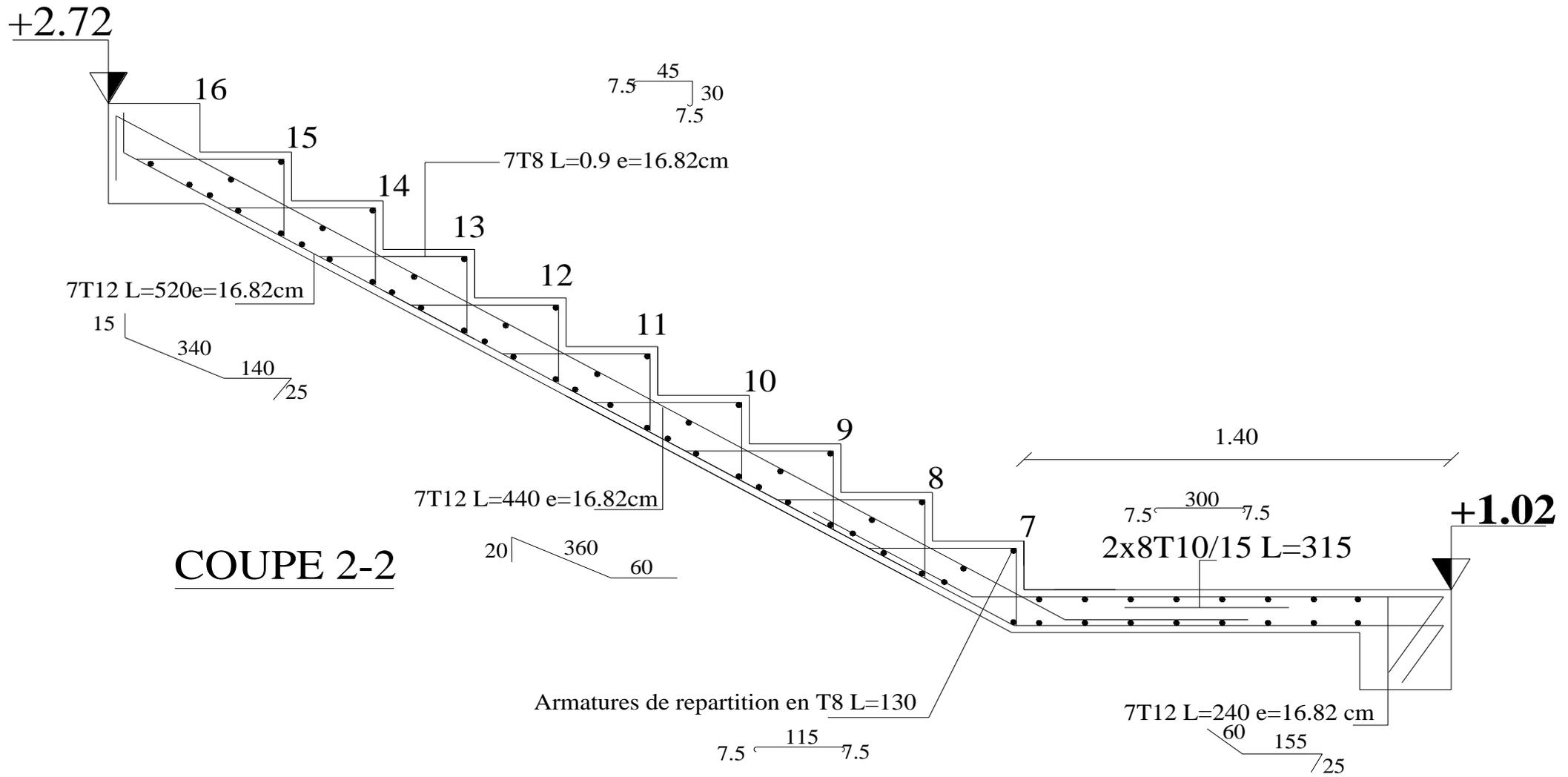


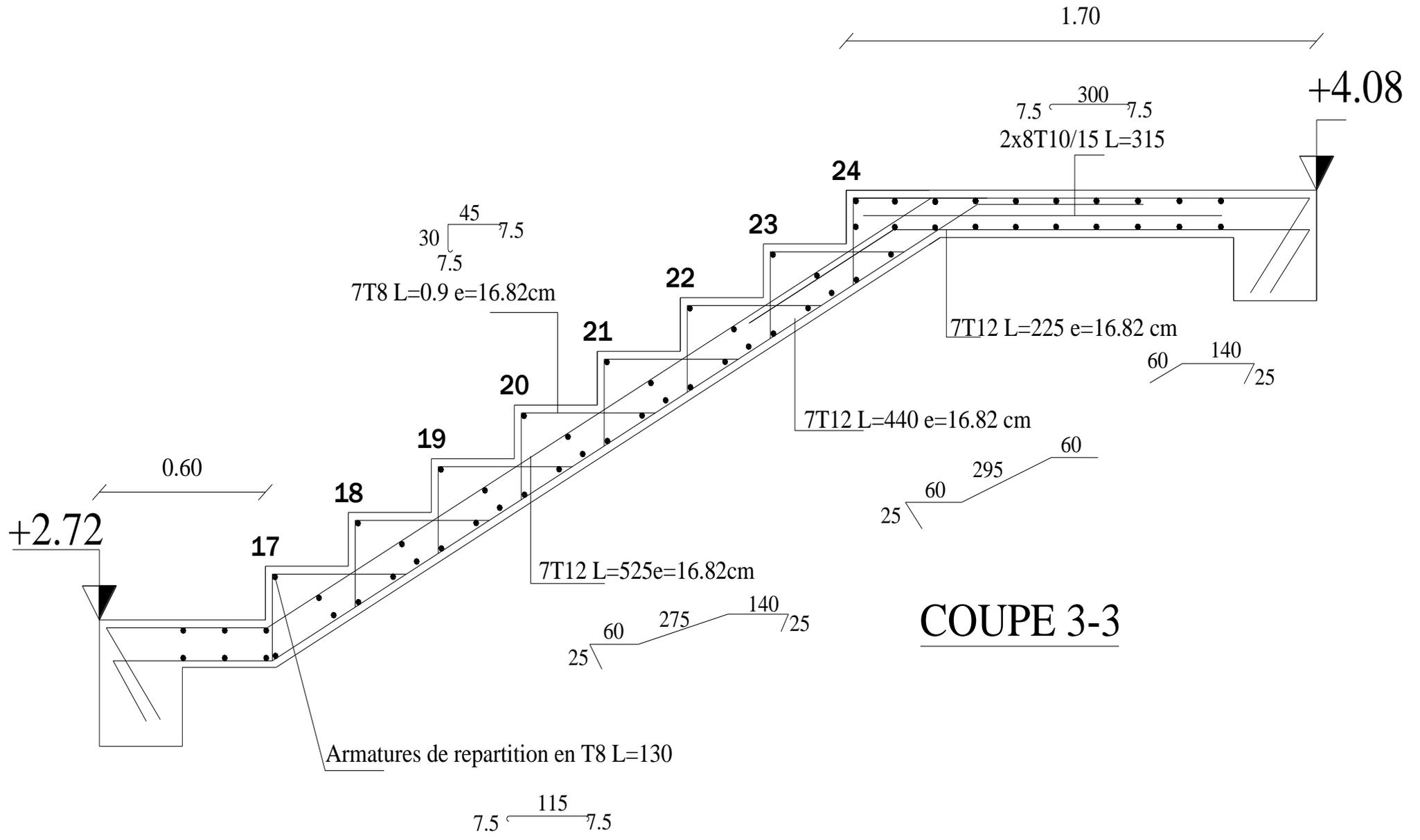
Ferrailage de l'acrotère

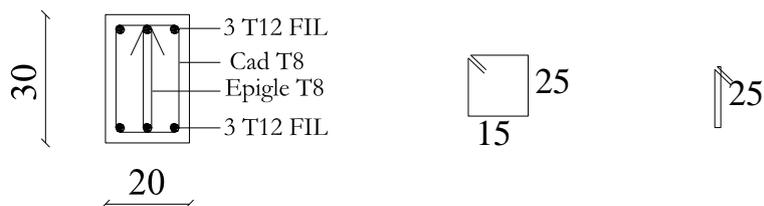
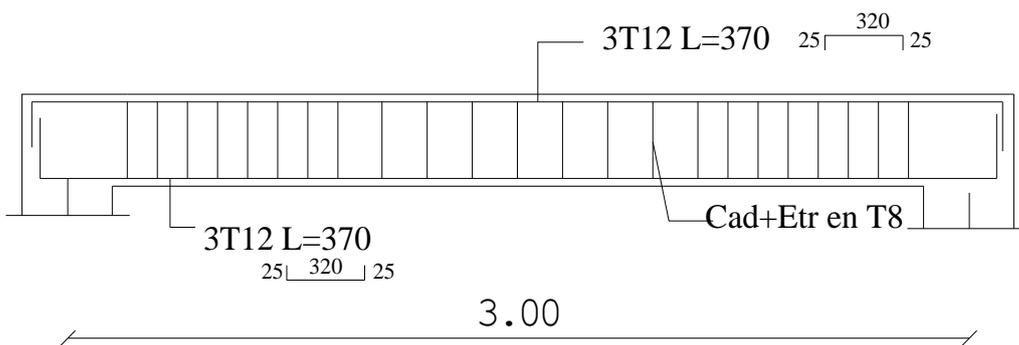
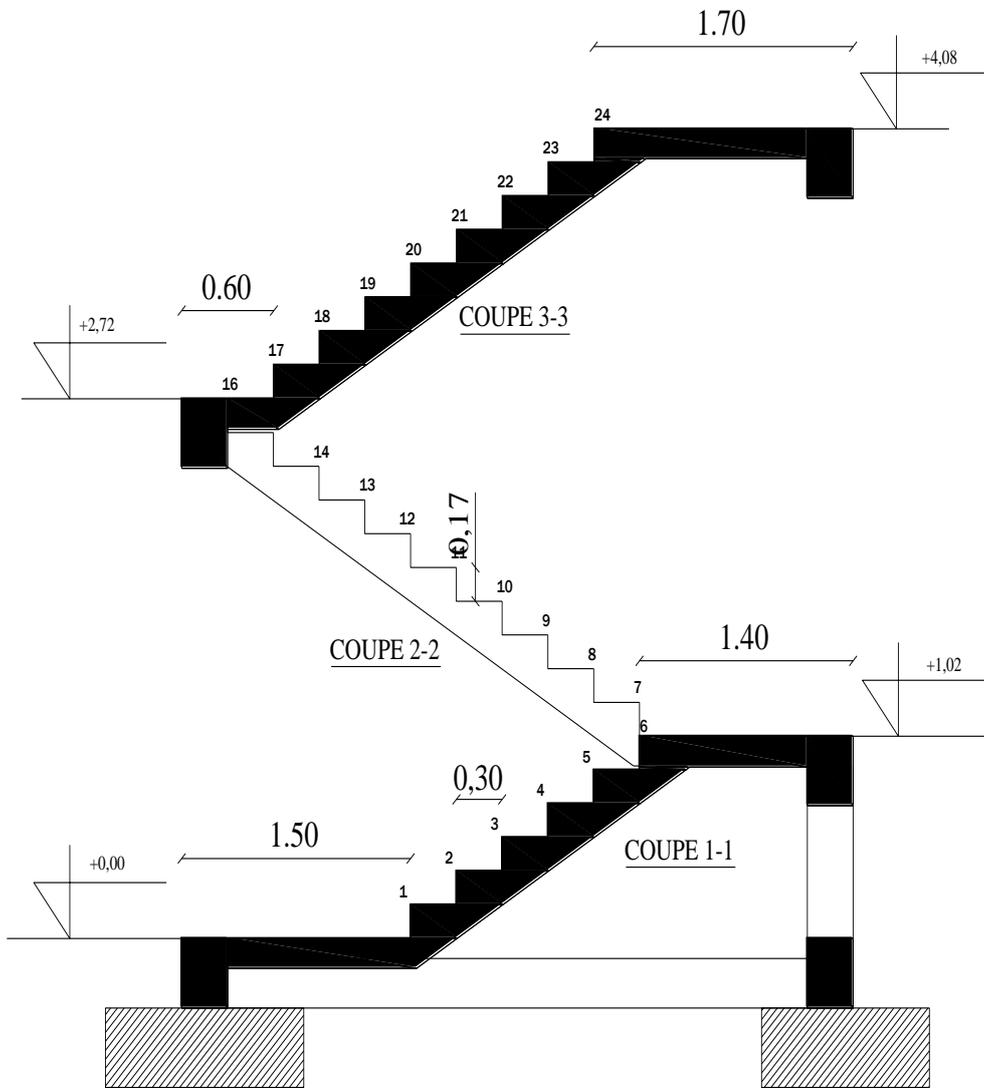


COUPE A-A

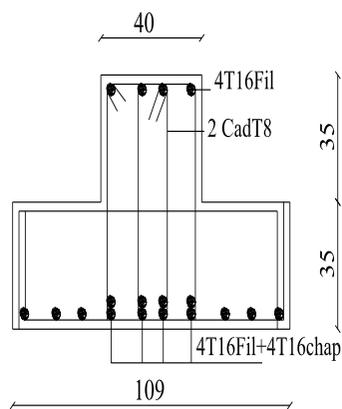
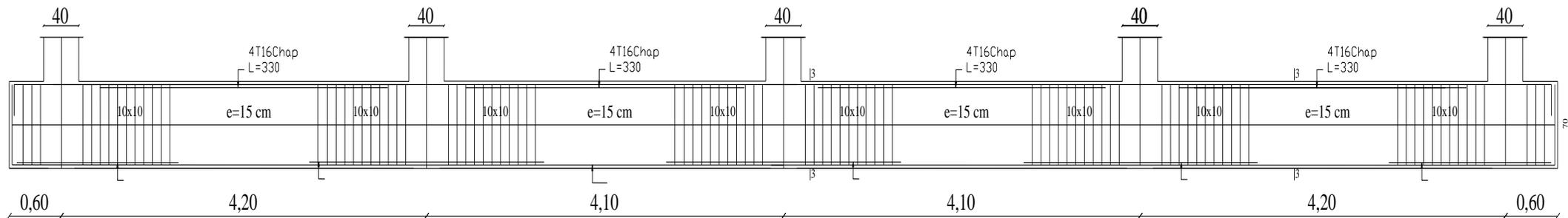




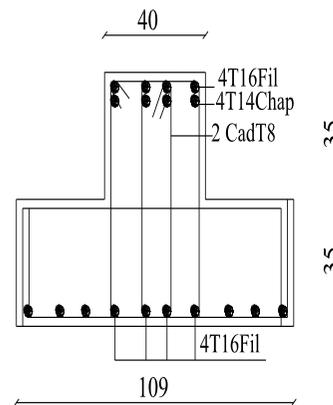




POUTRE PALIERE 30X20

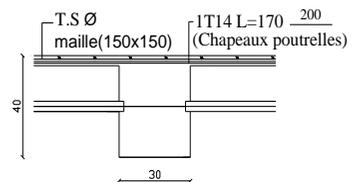
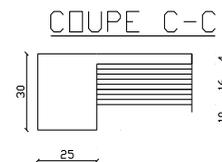
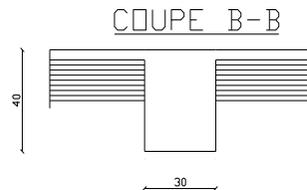
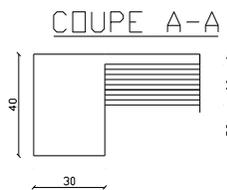
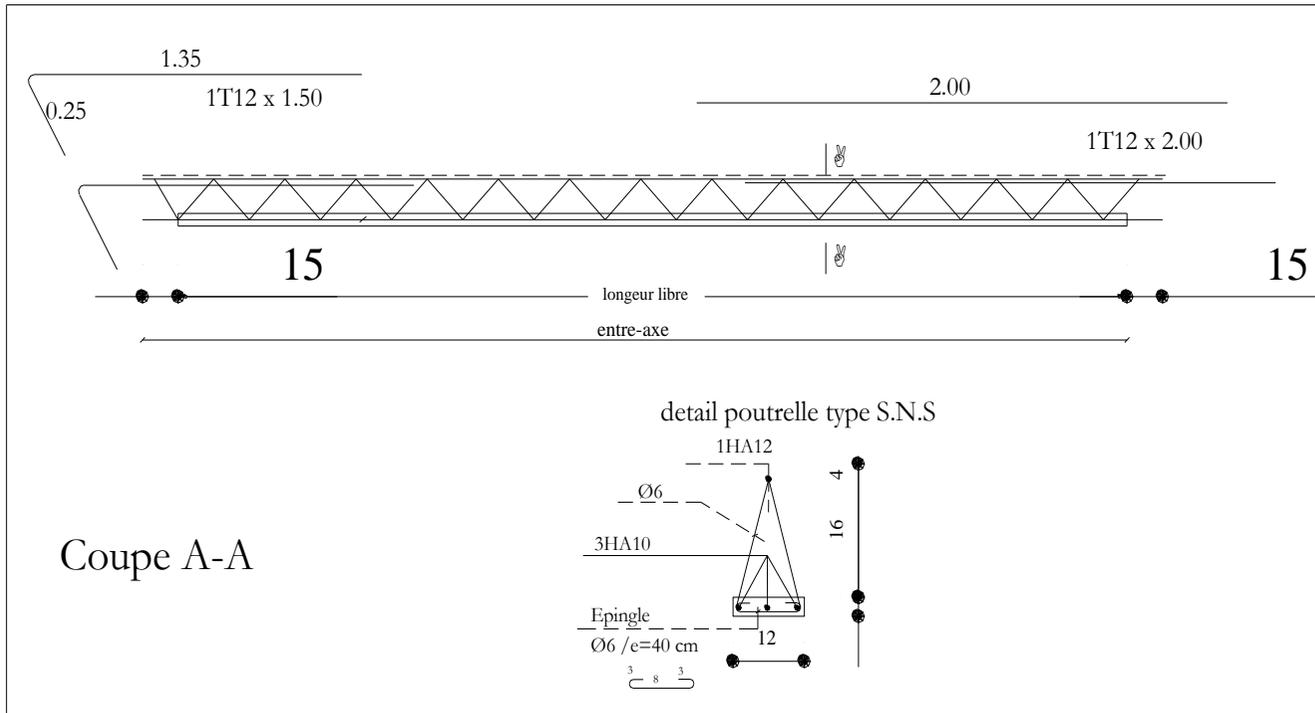


COUPE 3-3 echl:1/25

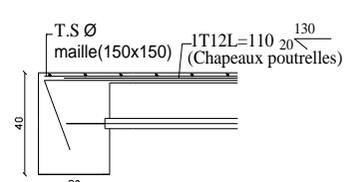


COUPE 4-4 echl:1/25

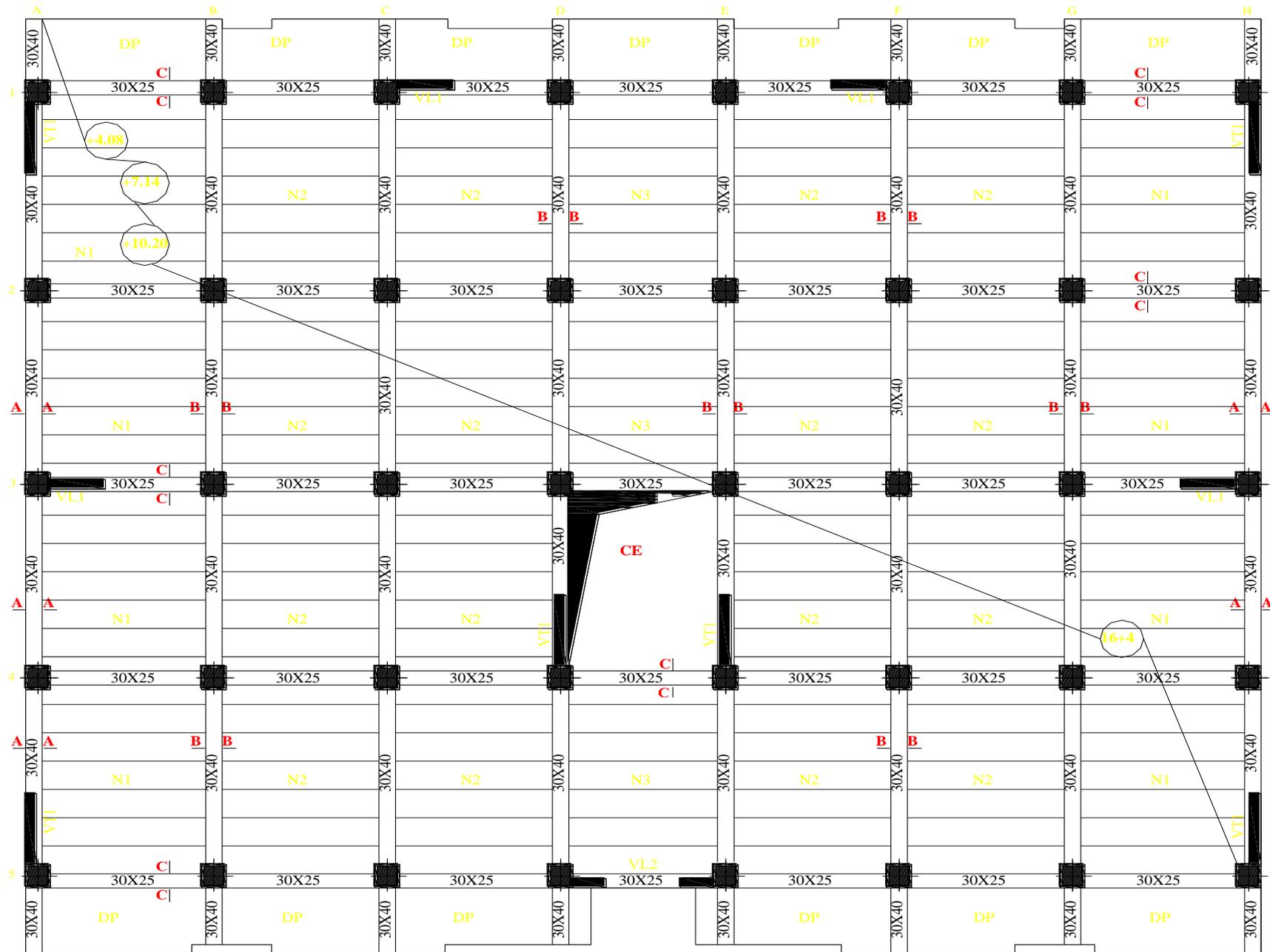
FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTE



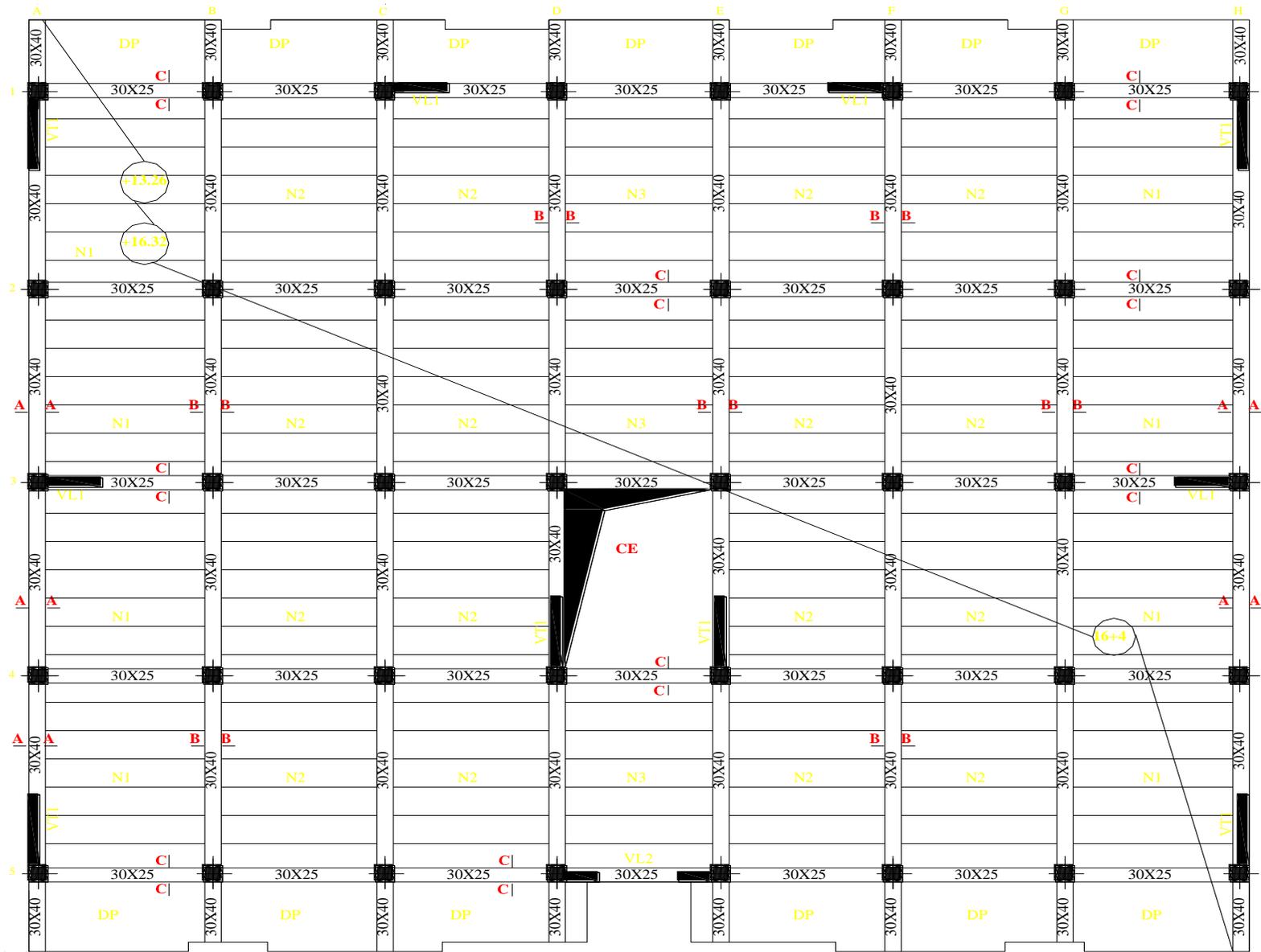
ASSEMBLAGE INTERMEDIAIRE Ech:1/25



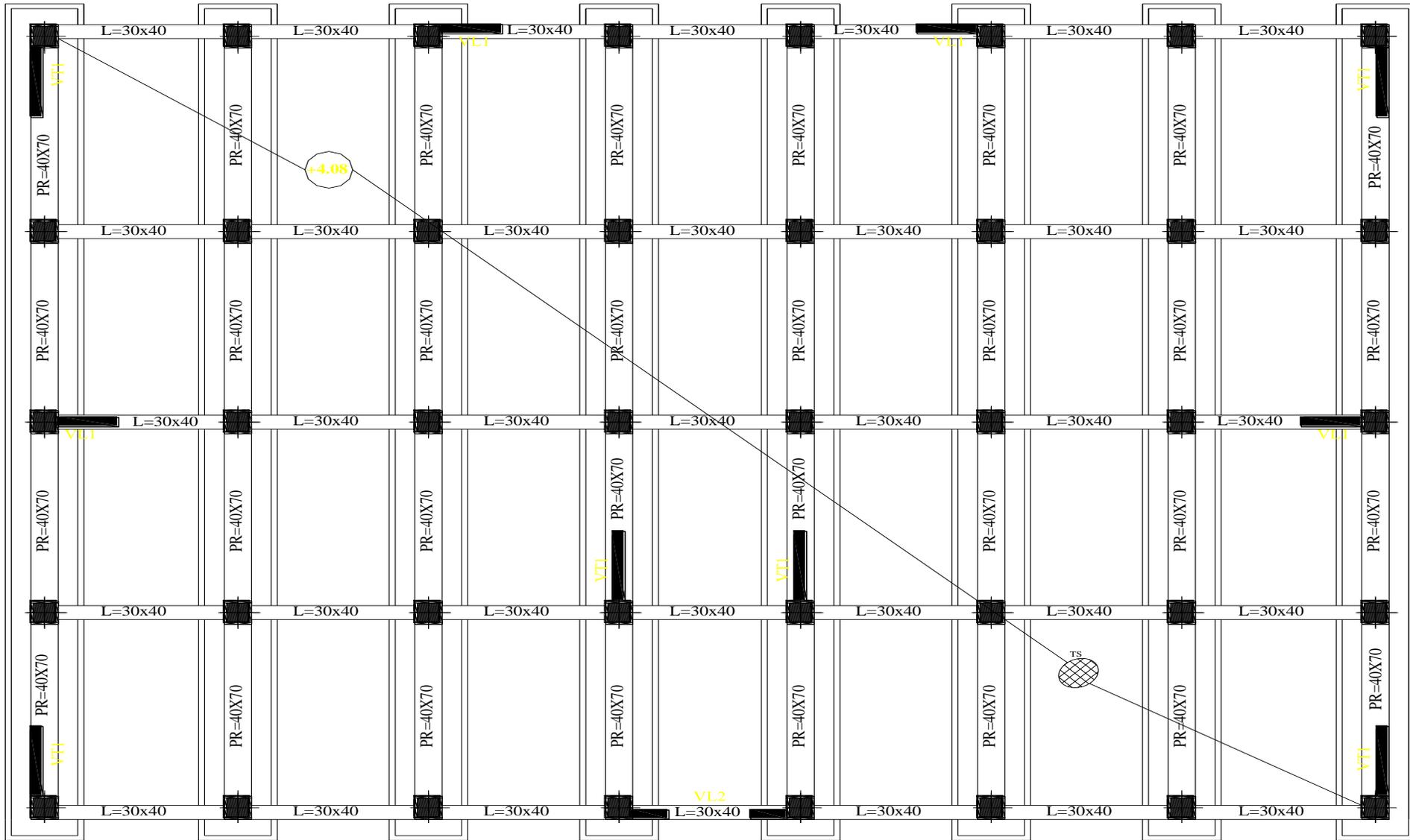
ASSEMBLAGE DE RIVE Ech:1/25



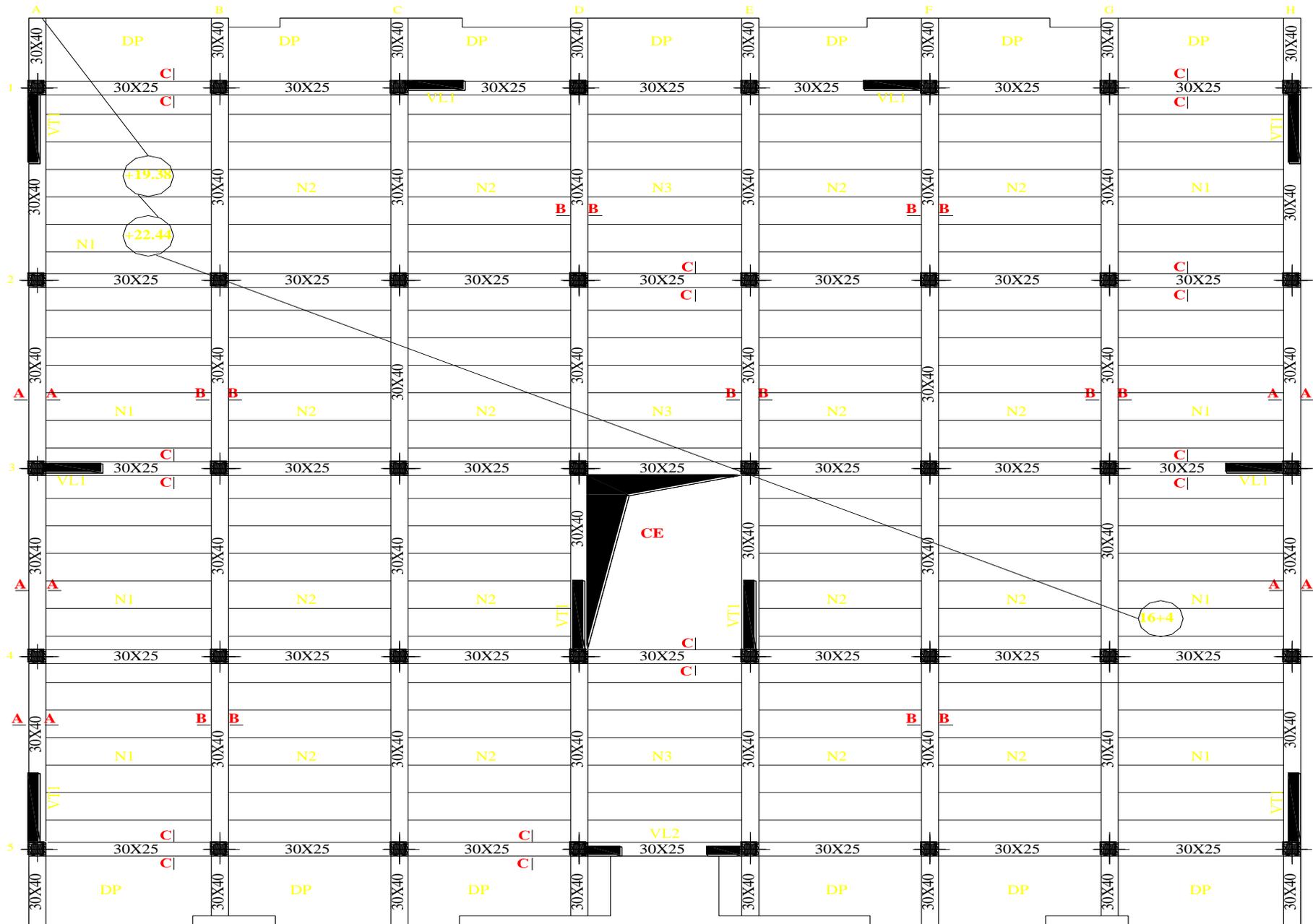
COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08 ; +7.14 et +10.20 ECH: $\frac{1}{50}$



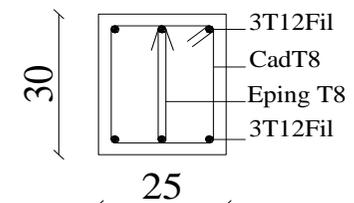
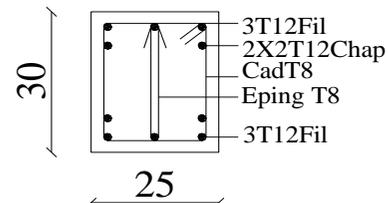
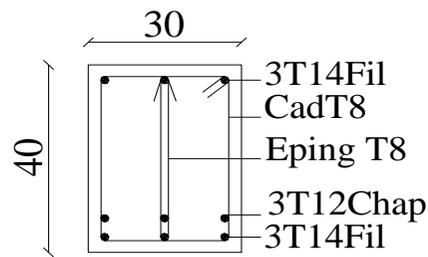
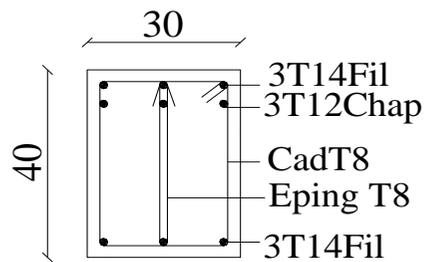
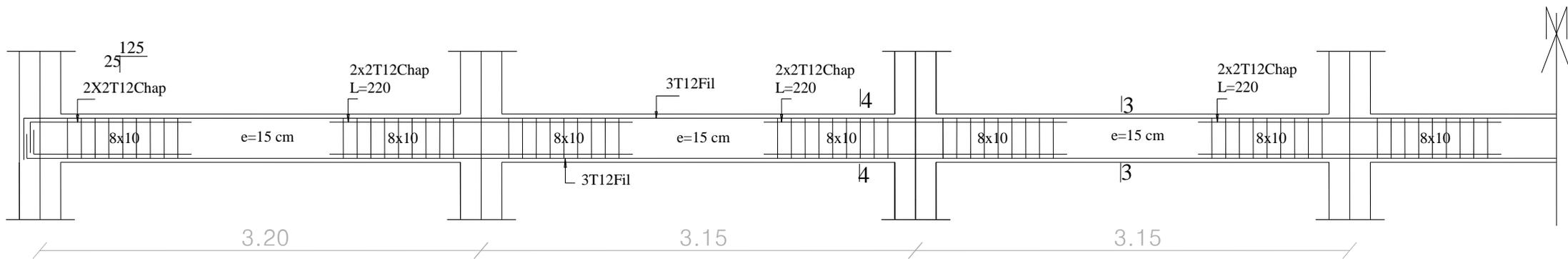
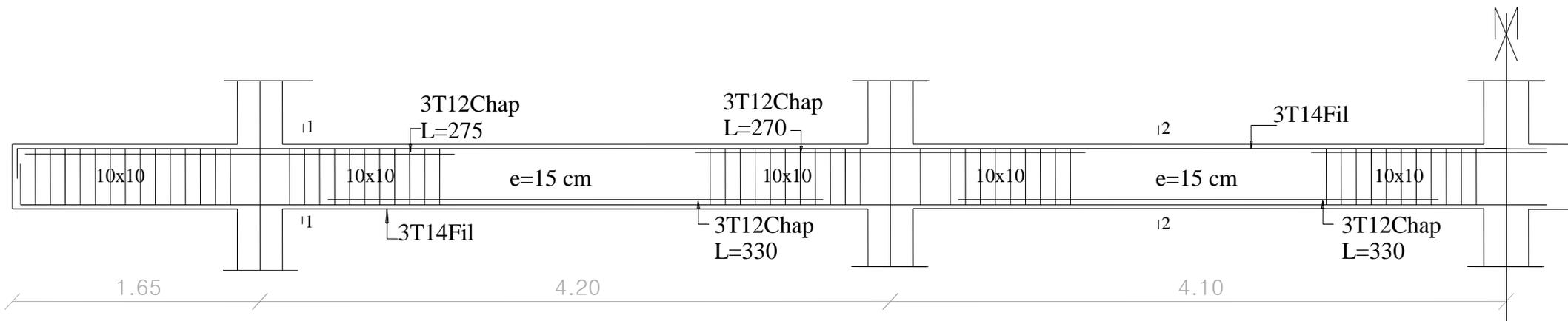
COFFRAGE PLANCHERS NIV +13.26 et +16.32 ECH: $\frac{1}{50}$



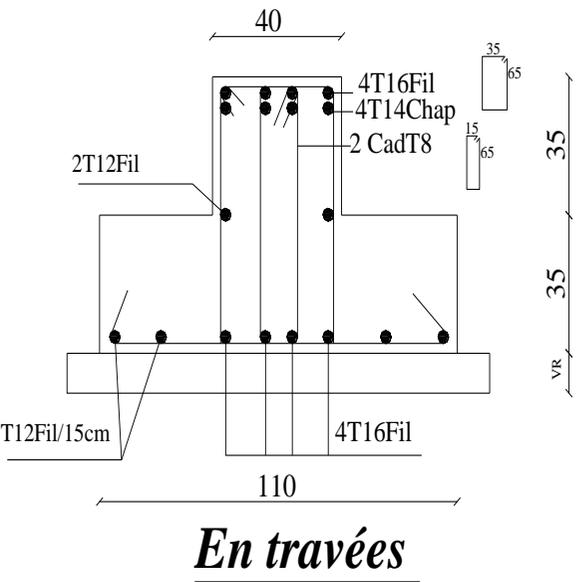
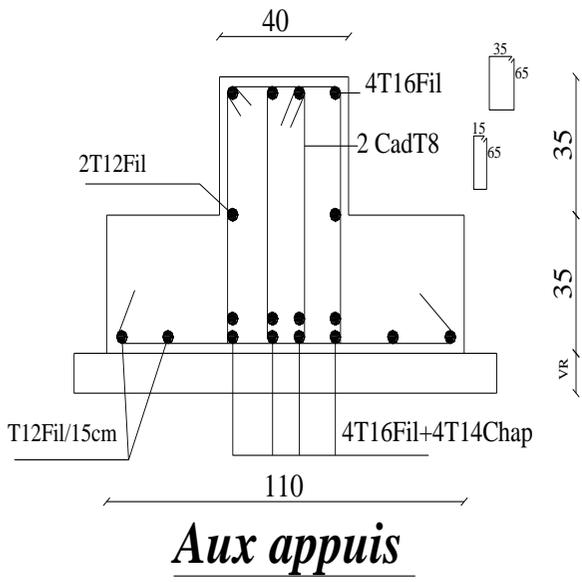
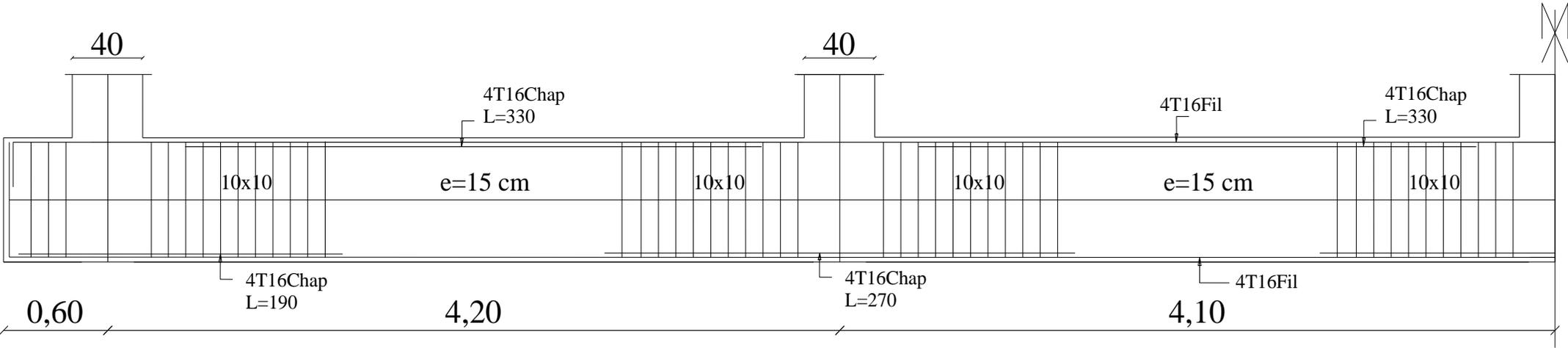
COFFRAGE FONDATION NIV ±0.00 ECH: $\frac{1}{50}$

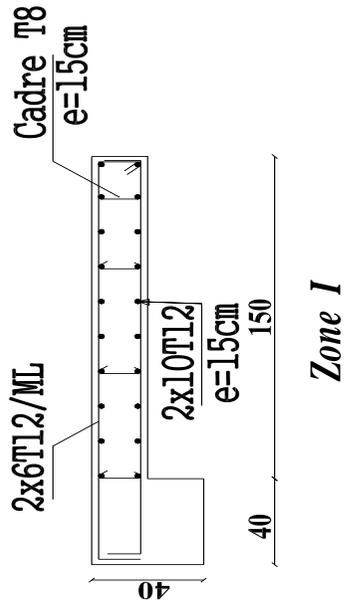
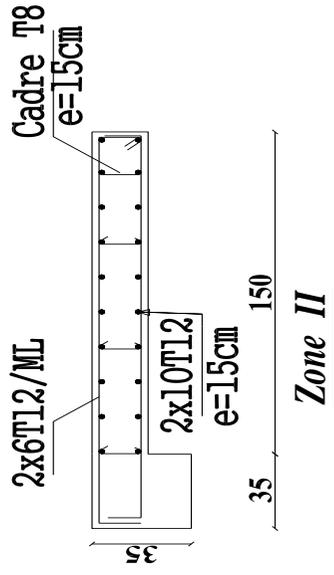
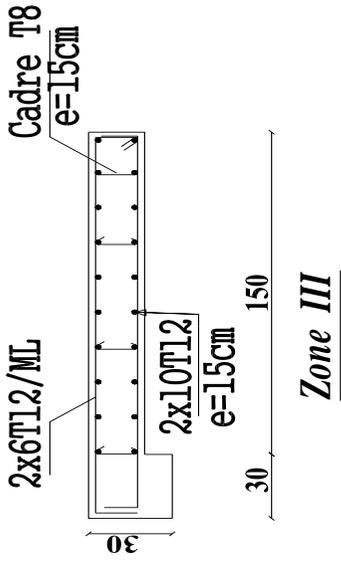
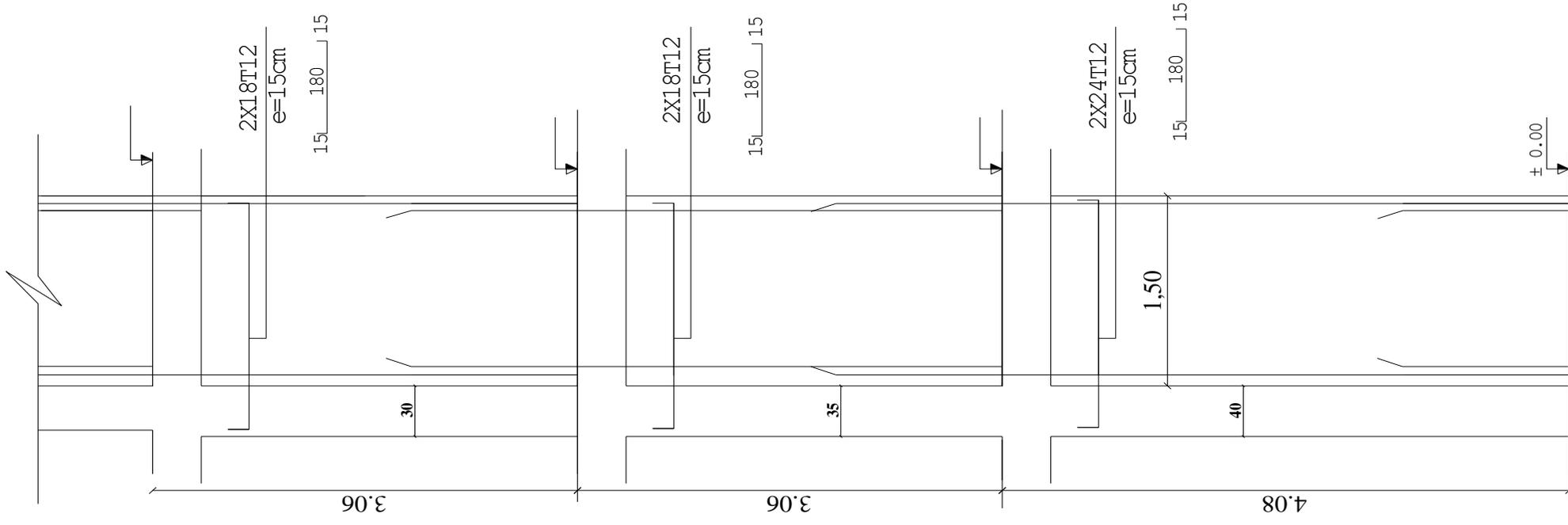


COFFRAGE PLANCHERS NIV +19.32 et +22.44 ECH: $\frac{1}{50}$

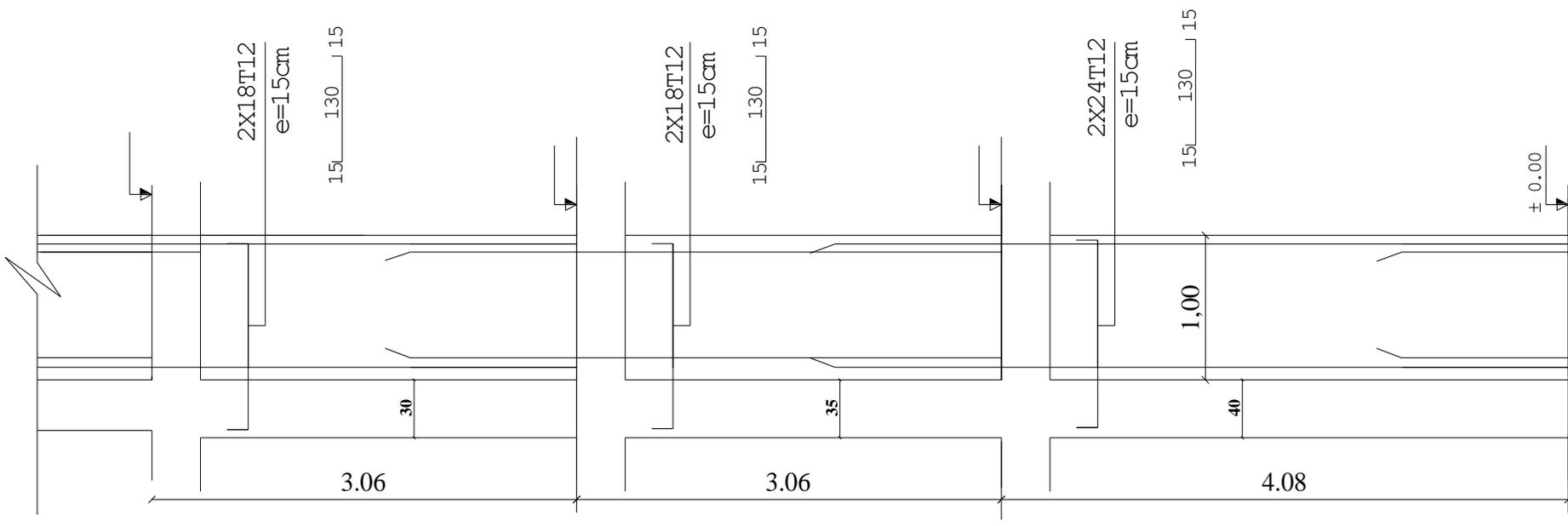
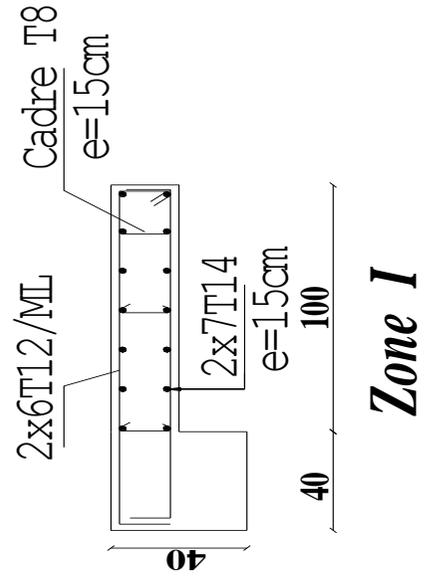
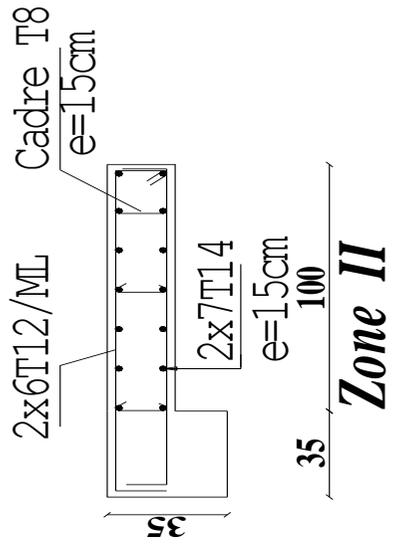
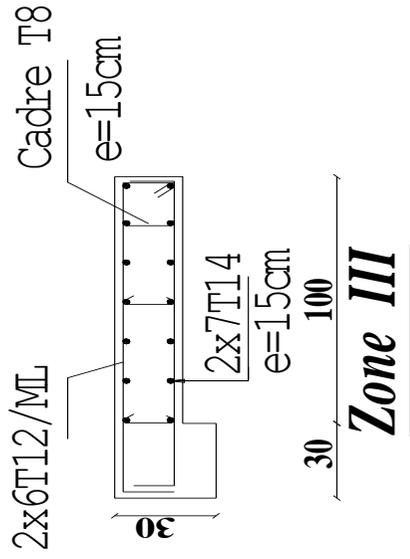


FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE

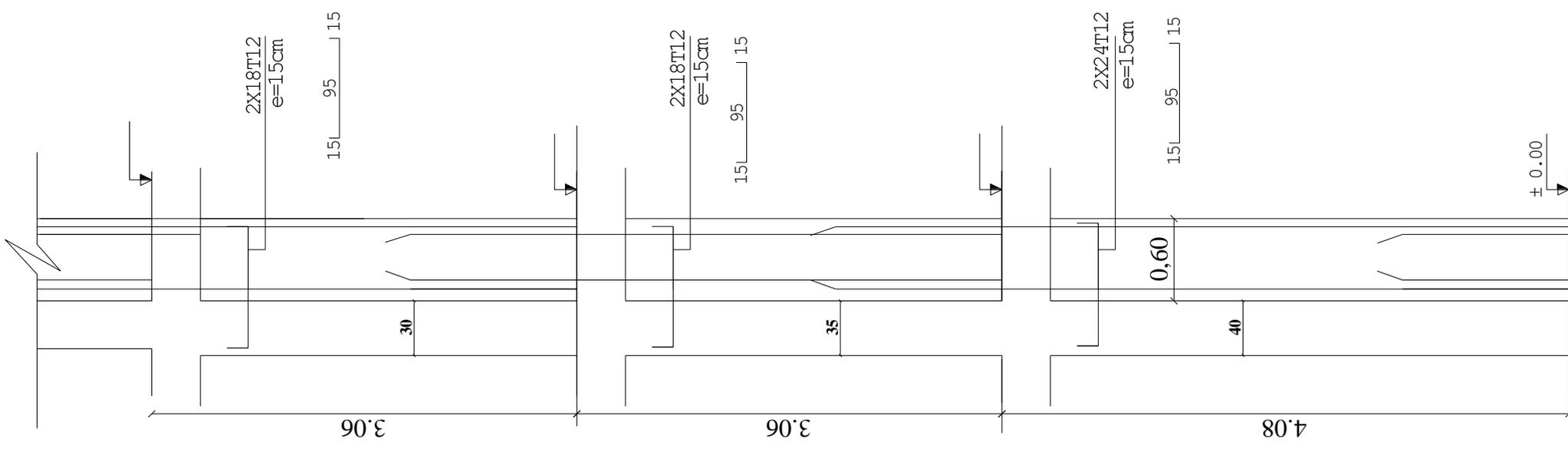
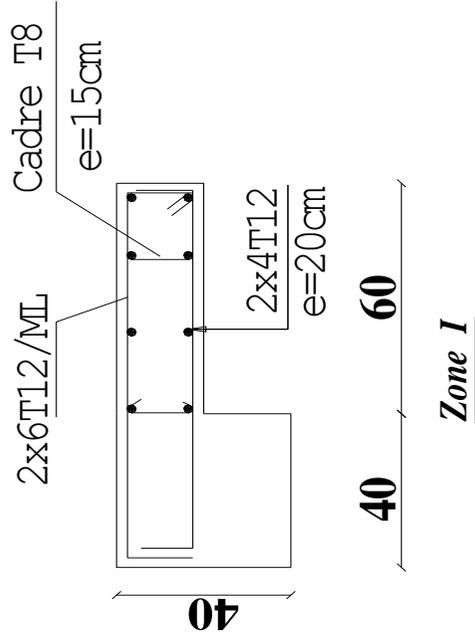
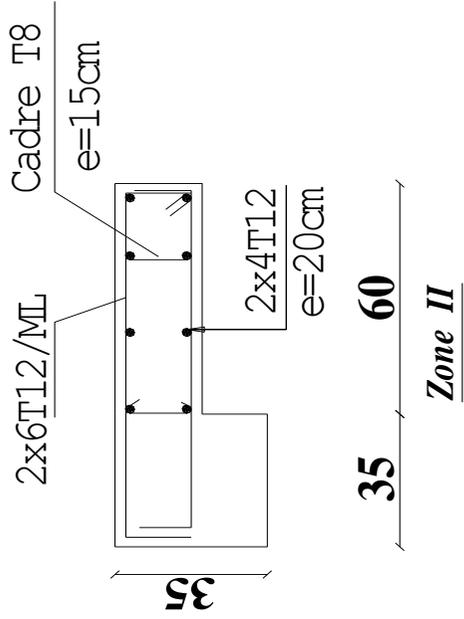
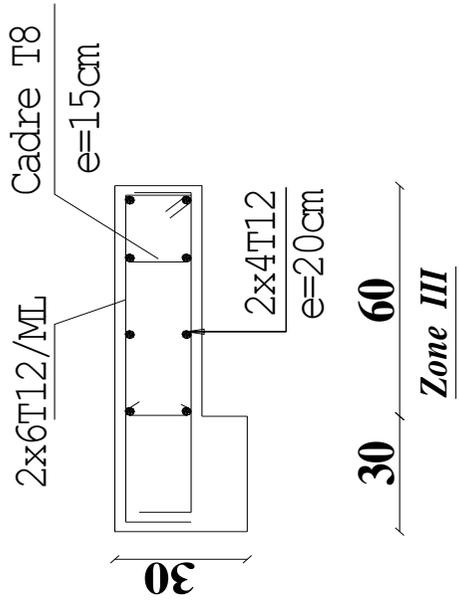




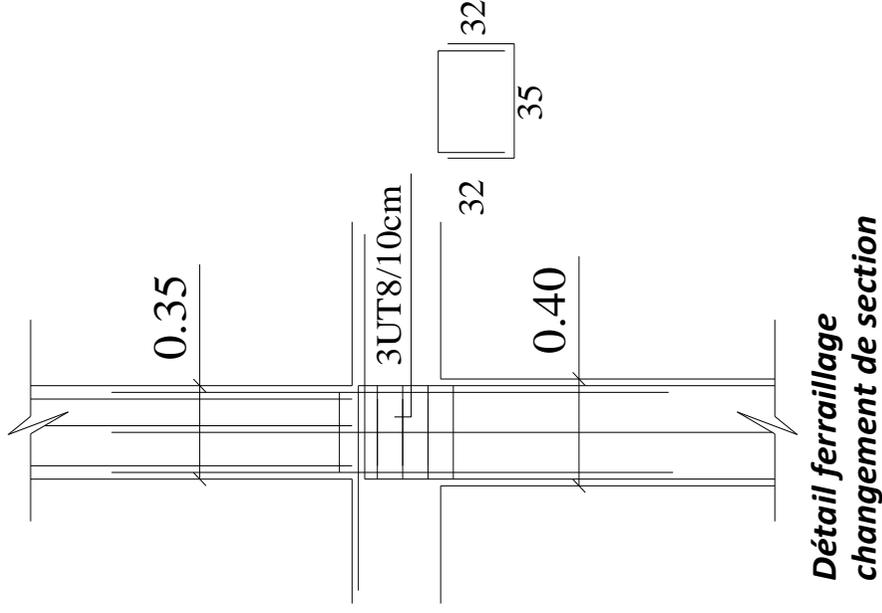
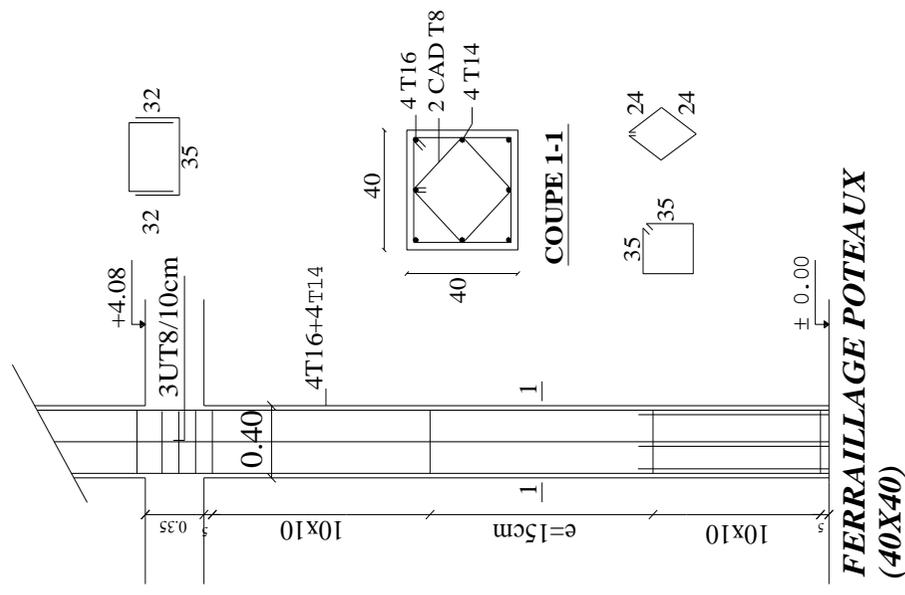
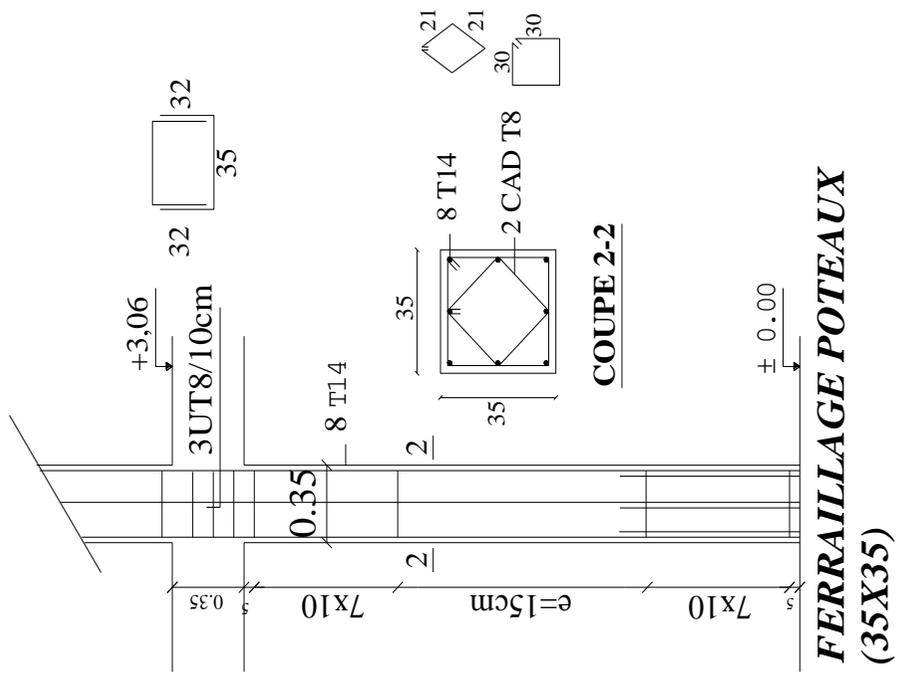
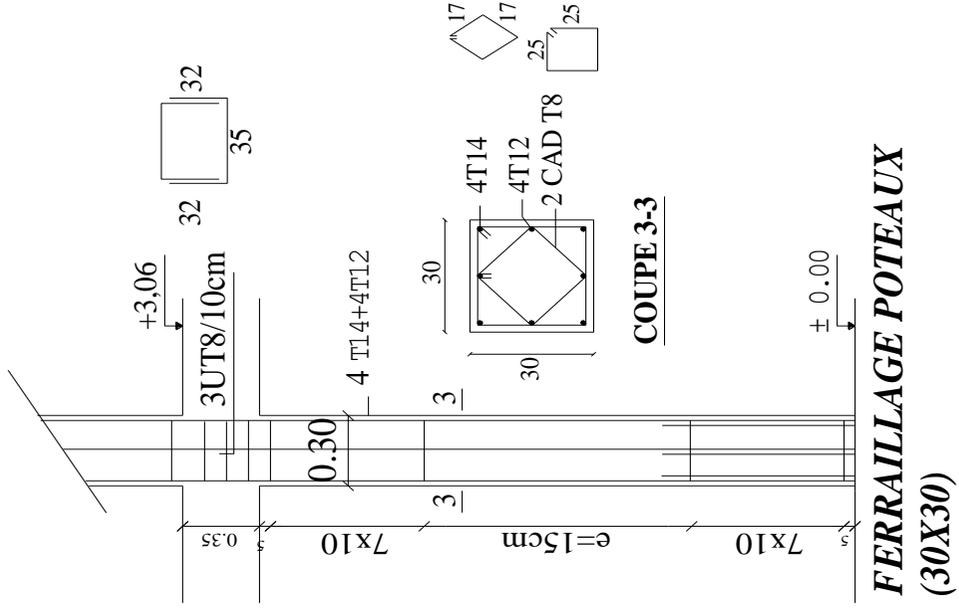
**EXEMPLE DE FERRAILLAGE
 DU VOILE (VTI=1.50)**

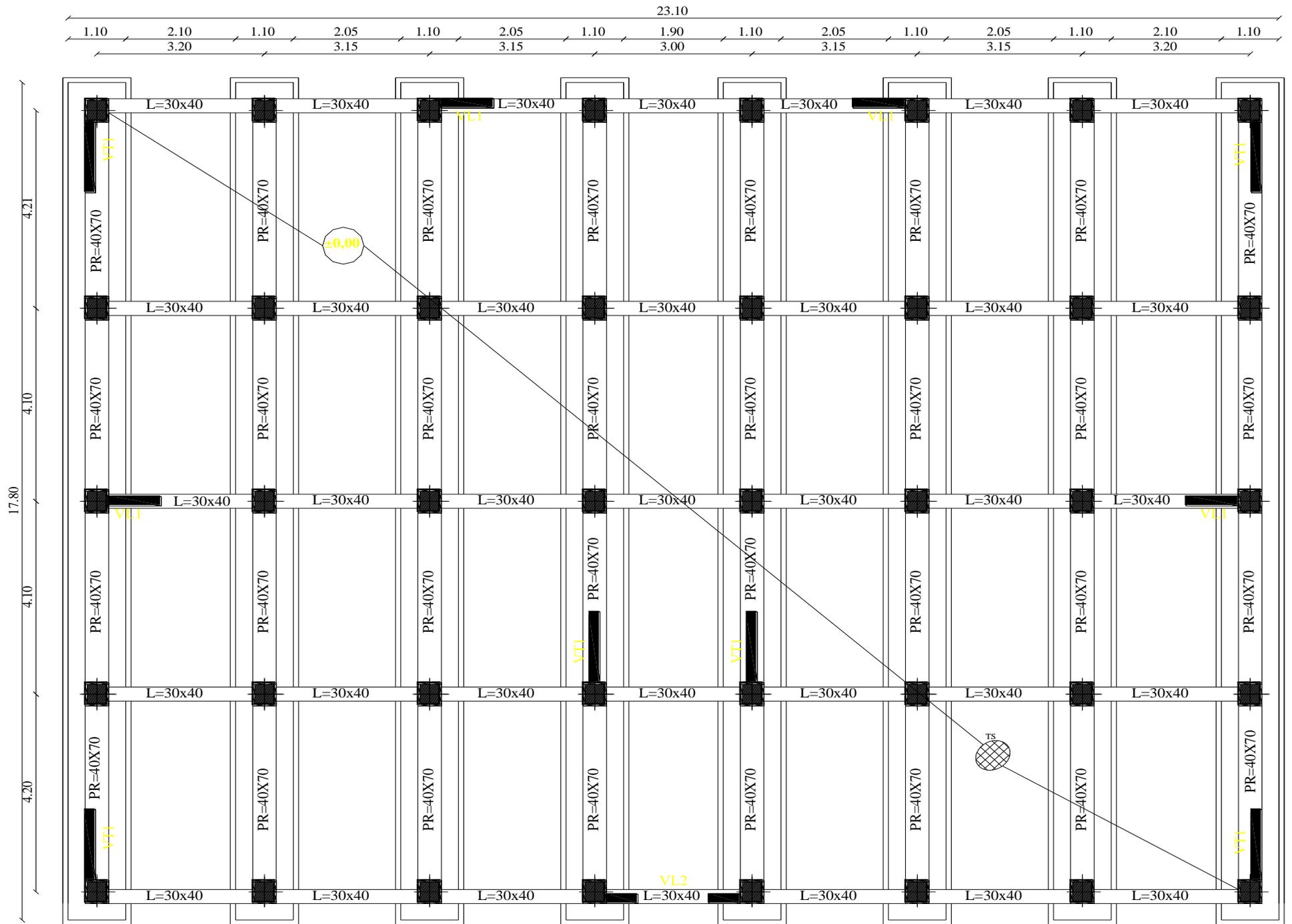


**EXEMPLE DE FERRAILLAGE
DU VOILE (VLI=1.00)**

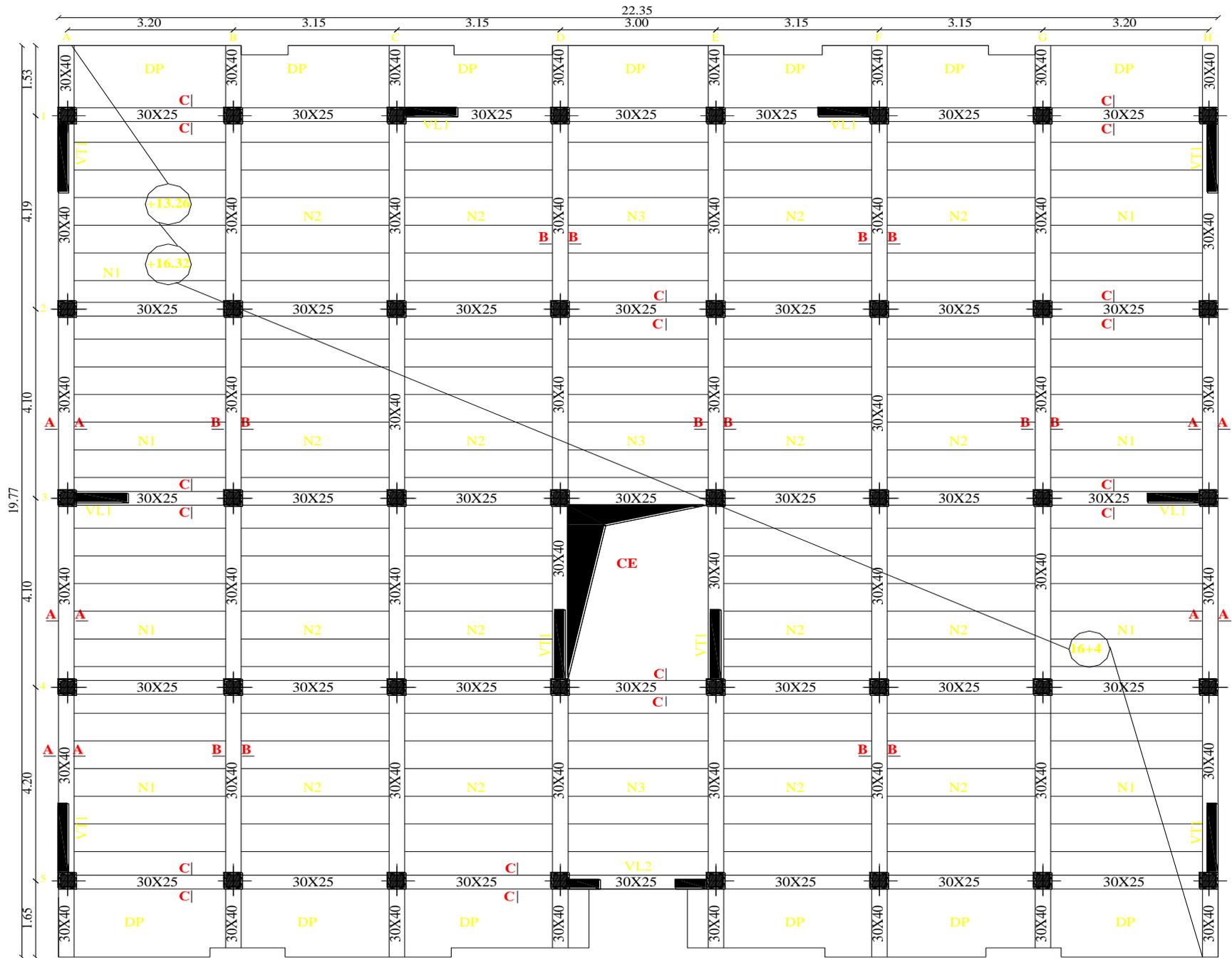


**EXEMPLE DE FERRAILLAGE
DU VOILE (VT2=0.60)**

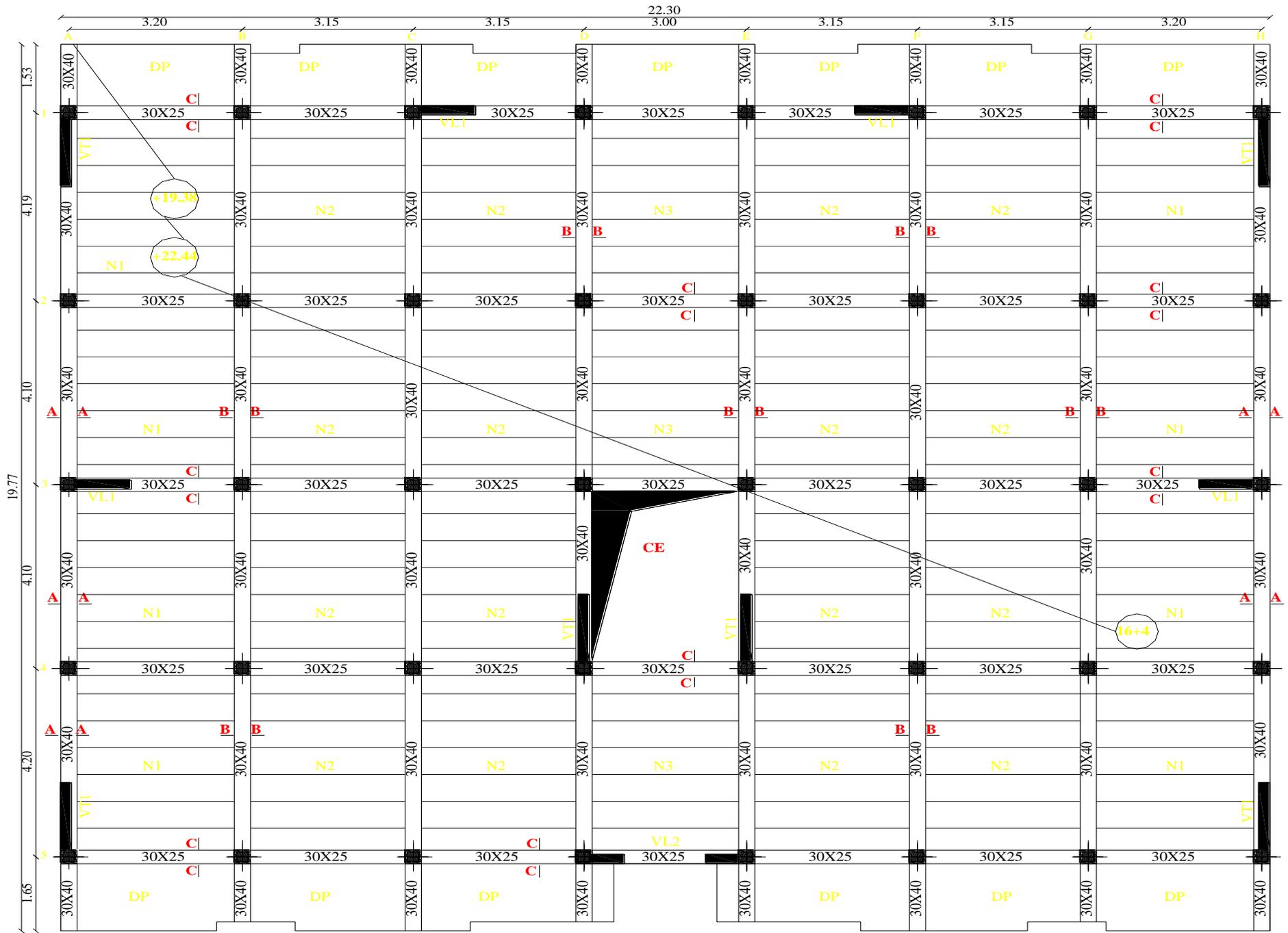




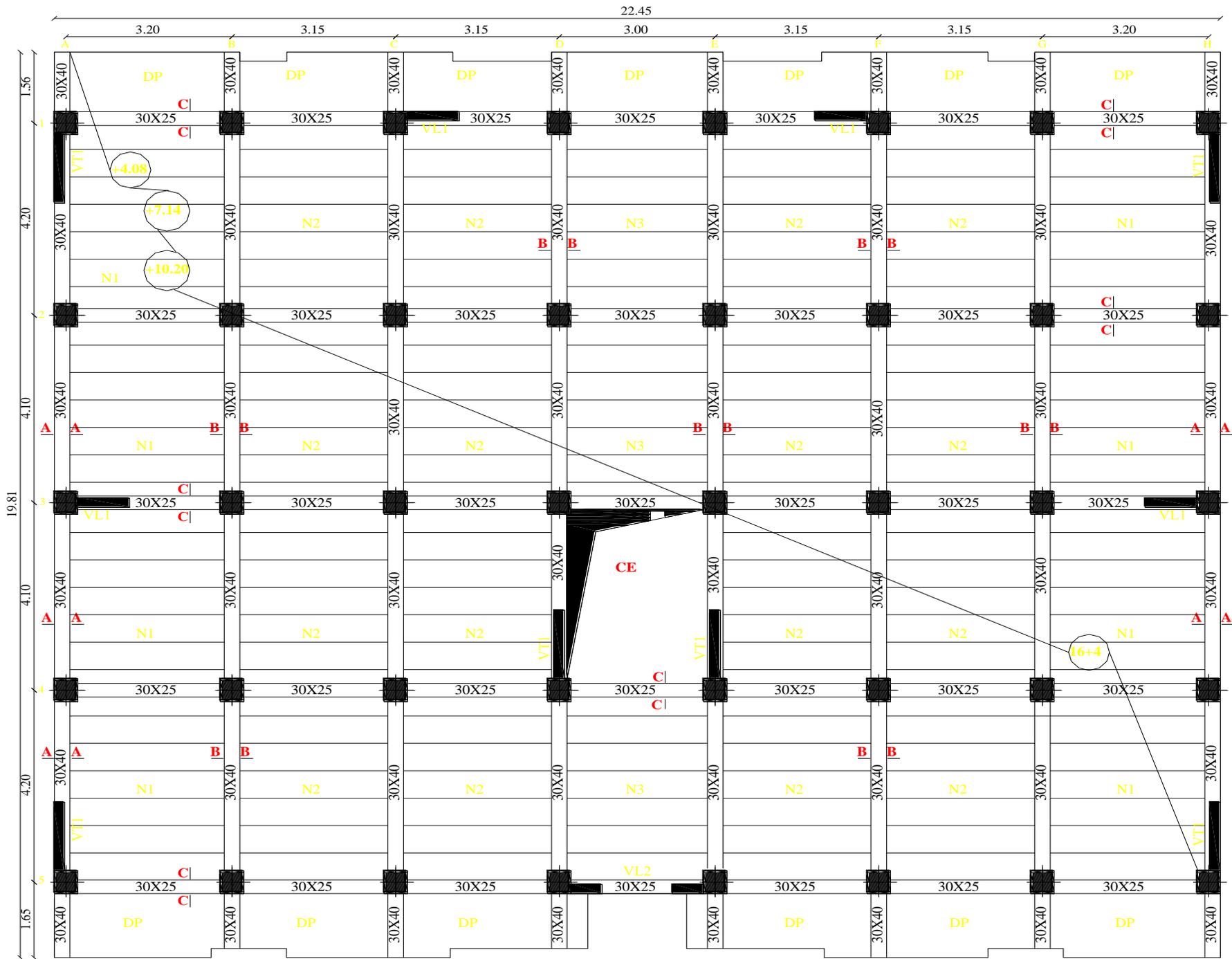
COFFRAGE FONDATION NIV ±0.00



COFFRAGE PLANCHERS NIV +13.26 et +16.32



COFFRAGE PLANCHERS NIV +19.32 et +22.44



COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08 ; +7.14 et +10.20

Conclusion

Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

J'ai su l'importance d'analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage nous permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour moi une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

- *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction*
- *Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.*

Jean PERCHAT, Jean ROUX

- *Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).*
- *Formulaire du béton armé*

(Victor DAVIDOVICHI)

- *DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Cour et TD des années de spécialité.*
- *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*
- *Recherche globale sur internet.*