

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

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme master en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
à ossatures mixtes contreventé par voiles porteurs
Avec l'application d'ETABS



Dirigé par : M^{me} SMAHI

Etudié par: Mr SI TAYEB HAMZA

Année 2014/2015

Remerciements

En premier lieu, je tiens à adresser mes vifs remerciements à ma promotrice Mme smahi pour ces orientations et conseils tout le long de ce travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuille trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciement iront aussi aux membres de jury me ferons l'honneur de le jugé et de l'enrichir par leurs propositions.

Merci à tous

The image shows a white page with a decorative floral border in the top-left and right corners. The border features colorful flowers in shades of blue, yellow, red, and pink, with green leaves and stems. The text is centered on the page. The page is placed on a wooden surface, and there are several flowers around it: purple lilies at the top, yellow and white flowers at the bottom, and a red flower at the bottom right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes parents.*
- Mes frères et mes sœurs.*
- Mes cousins et cousines.*
- Tous mes amis (es).*
- Ainsi que toute la promotion 2014/2015.*

Hamza Si tayeb

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....10

Chapitre III : Calcul des éléments :.....25

➤ *Acrotère.....25*

➤ *plancher..... 32*

➤ *balcon.....47*

➤ *Escalier.....54*

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et vérifications72

Chapitre V : ferrailage des poutres128

Chapitre VI : ferrailage des poteaux.....139

Chapitre VII : Ferrailage des voiles152

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....162

Bibliographie

Conclusion générale

*chapitre *

présentation de l'ouvrage

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux,

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment R+5 contreventé par des voiles

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA2003 ».

I.1.présentation de l'ouvrage, caractéristique géométrique et mécaniques

I.1.1.Introduction :

L'ouvrage qui mon été confié consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment de 06 niveaux à usage d'habitation, Le bâtiment en question sera est implanté à Tizi ousou, classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur du bâtiment : 19.06m
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur totale : 26.75m.
- Largeur totale : 16.95m.

I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

➤ L'ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges verticales , et de voiles en BA disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

➤ Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Ils assurent deux fonctions principales :

▪ Fonction de résistance mécanique :

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

▪ Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

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

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (1%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

➤ **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

- **Remplissage :**

On distingue deux types :

- ✓ Murs de façade : réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.
- ✓ Murs de séparation intérieurs: réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

Revêtement : il sera réalisé en :

- Carrelage scellé pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

➤ **Les escaliers :** Nous avons un seul type d'escalier (deux volées) .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

➤ **Balcons :** ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine. Dans notre ouvrage ils sont réalisés en dalle pleine.

➤ **Système de coffrage :** on opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

➤ **Elément composant l'infrastructure :**

Fondation : Le choix du type de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

➤ **Etude de sol**

L'étude géologique du site a donné un taux de travail admissible du sol égal à 2.5 bars

I.4.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ **Le béton :** est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable 5mm, gravier 5 25mm).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76 + 0.83J)} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} < 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4 + 0.95J} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ Mpa.}$$

On adoptera $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$ pour notre projet.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL91) :

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

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$$

à $j = 28$ jours $f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa.}$

c) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c_j} \leq 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

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

d) Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

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

e) Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale d/d et la déformation relative longitudinale l/l ; $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$.

Il est pris égal à :

=0 à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

=0.2 à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f) les états limites:

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

▪ état limite ultime de résistance:

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

-stabilité de forme (flambement)

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

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

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } \gamma_b \text{ est un coefficient de sécurité pris égal à :}$$

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

: coefficient d'application des actions considérées, telle que :

=1 si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

=0.9 si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

=0.85 si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a $F_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante.

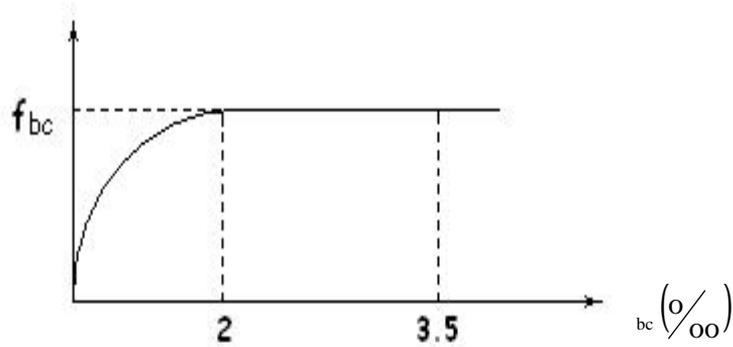


Figure I.1 : Diagramme contrainte- (ELU)

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ compression pure

Avec : (ε_{bc} raccourcissement du béton).

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

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

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

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

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

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

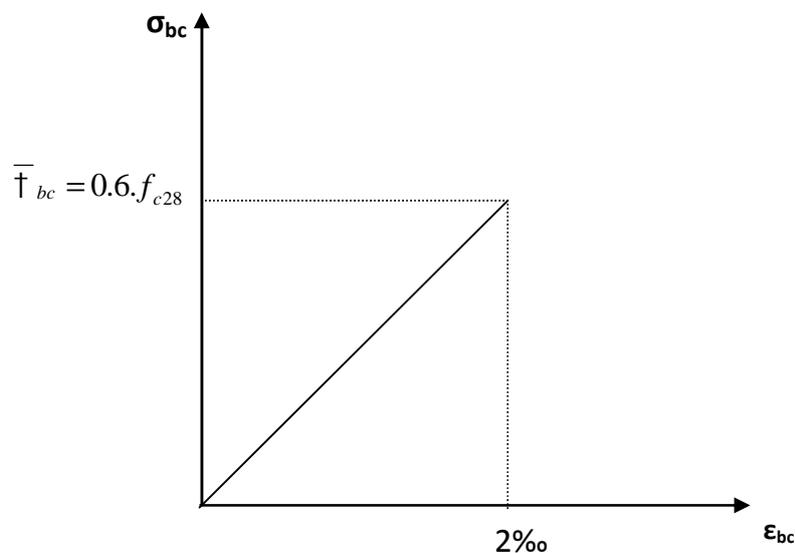


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation (ELS)

g)-contrainte limite de cisaillement à l'ELS :(BAEL 91 modifier en 99 ; A-5.1)

Elle est donnée par : $\tau_u = V_u / b.d$

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d=h-c$

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

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

I.5.1. Acier :**a-généralité :**

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

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

b-module d'élasticité longitudinale E_s : Il est pris égal à 2.10^5 Mpa

c-contraintes limites σ_{st} :

➤ A L'ELU

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égal à :

1.15 situation courante

1.00 situation accidentelle

➤ A L'ELS

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

▪ Fissuration peu nuisible :(A.4.5.32)

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

▪ **Fissuration préjudiciable:(A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\tau_s = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{y \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

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

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\tau_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{y \cdot f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

: coefficient de fissuration

=1 pour les ronds lisses

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

=1.6 pour les hauts adhérences(HA)

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

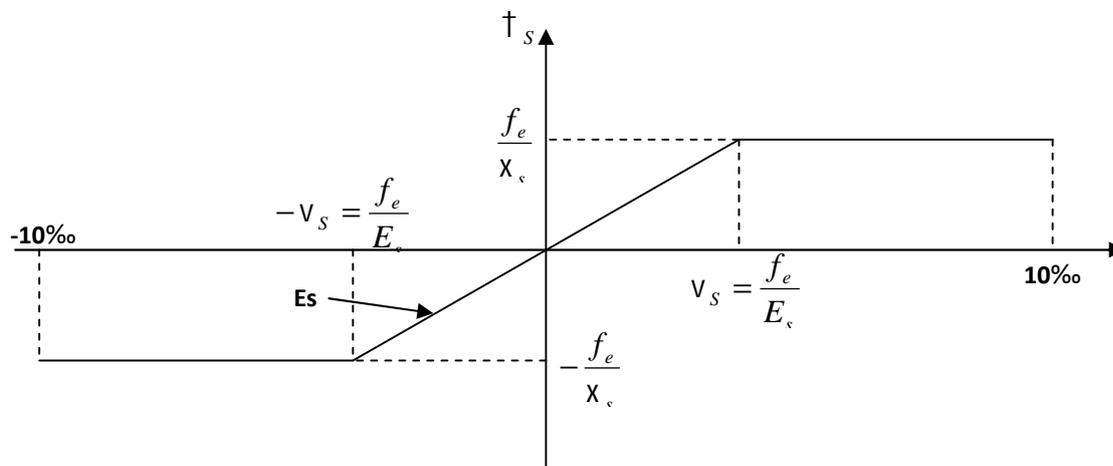


Figure I-3-diagramme contrainte déformation

e) protection des armatures:

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

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

chapitre II

pré-dimensionnement des éléments

II Pré dimensionnement :

II.1 Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.2) Les planchers :

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 ferraillée 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 :

$$h_t = L_{0\max} / 22.5$$

$L_{0\max}$: portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,30 - 0,30 = 4,00\text{m}$

h_t : hauteur totale du plancher.

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 400 / 22.5 = 17.78 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 20\text{cm}$

On opte à un plancher de (16+4) : – épaisseur de la dalle de compression = 4cm.

– épaisseur de corps creux = 16cm.

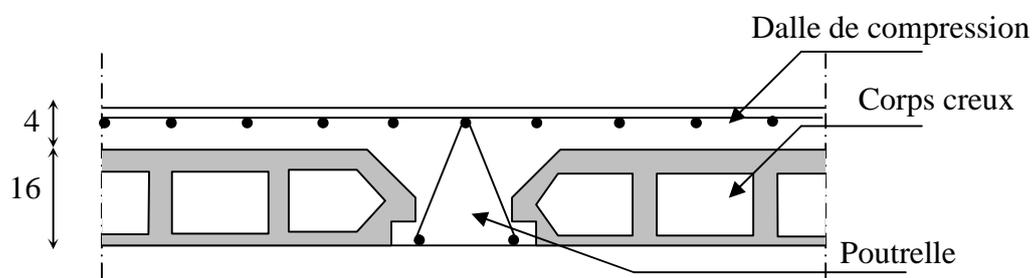


Fig. II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

a) 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 encastrée.

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L: la largeur de la console.

$e_p \geq 135/10$ d'où $e_p \geq 13.5$ [cm].

On prend $e_p = 15$ [cm].

II.3) Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place ; on distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ poutres principales :

D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire ($b \times h_t$) sont :

$$\text{➤ Hauteur } (h_t) : L_{0\max} / 15 \quad h_t \geq L_{0\max} / 10$$

$L_{0\max}$: étant la portée libre de la plus grande travée considérée dans le sens principale.

h_t : hauteur de la poutre principale.

Dans un 1^{er} temps on suppose des poteaux de 30×30 cm².

Dans notre cas : $L_{0\max} = (5.35 - 0.3)$ m.

$$(505)/15 \quad h_t \geq (505-30)/10 \quad 33.67 \quad h_t \geq 50.5$$

Alors on prend $h_t = 40$ cm (valeur supérieure à 30 cm imposé par le RPA99 en zone IIa).

$$\text{➤ Largeur } (b) : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

b : largeur de la poutre principale.

$$(0.4 \times 40) \leq b \leq (0.7 \times 40) \quad 16 \leq b \leq 28$$

Par conséquent nous prendrons $b = 30$ cm

• **Vérification** : $h_t/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

❖ poutres secondaires :

$$\text{➤ Hauteur } (h_t) : L_{\max} / 15 \quad h_t \geq L_{\max} / 10$$

L_{\max} : étant la portée libre de la plus grande travée considérée dans le sens secondaire.

h_t : hauteur de la poutre secondaire.

Dans notre cas $L_{\max} = (4.30 - 0.3)$ m

$$(400/15) \quad h_t \geq (400/10) \quad 24.67 \quad h_t \geq 37$$

Alors on prend $h_t = 35$ cm (valeur égale à la valeur minimale imposé par le RPA99 en zone IIa).

$$\text{➤ Largeur } (b) : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t .$$

b : largeur de la poutre secondaire.

$$(0.4 \times 35) \leq b \leq (0.7 \times 35) \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

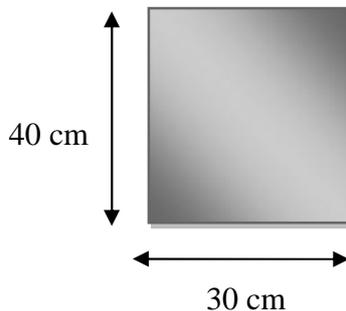
Alors on prend $b=25\text{cm}$.

• **Vérification** : $h_t/b = 35/25 = 1.40 < 4$ condition vérifiée.

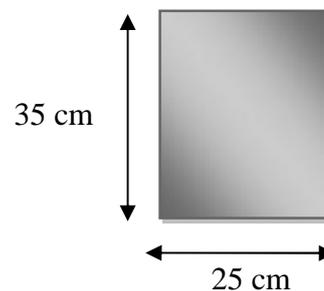
Conclusion:

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires $(25 \times 35) \text{ cm}^2$



Poutre principale



poutre secondaire

II.4) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section minimale est de $(25 \times 25) \text{ cm}$.

Le poteau est dimensionné à l'ELS et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$

B : est la section du poteau.

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

$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$, contrainte admissible du béton à la compression.

En tenant compte de la surface d'influence de chaque poteau,

En constate que les poteaux les plus sollicités sont (E3 et E6).

II-5 Détermination des charges et surcharges :

II -5.1 Les charges permanentes :

❖ Plancher terrasse :(inaccessible) :

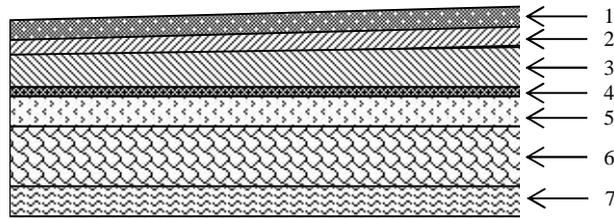


Figure II-2 Coupe transversal de plancher terrasse

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II-1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Couche de gravier	1700	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	600	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	2200	0.05	1.10
04	Feuille de polyane	100	0.01	0.01
05	Isolation thermique (liège)	400	0.04	0.16
06	Hourdis et table de compression (16+4)	1400	0.20	2.80
07	Enduit sous plafond	1200	0.02	0.24
Totale $G_t = 5.28$				KN/m²

❖ Plancher d'étage courant :

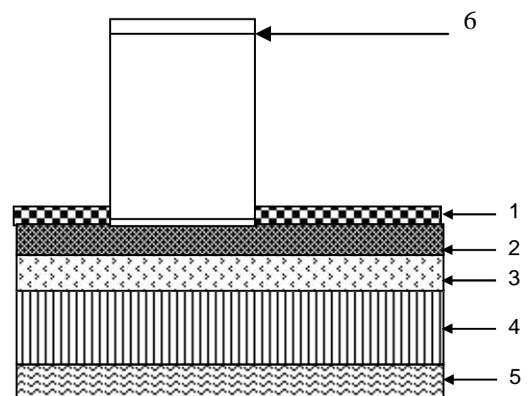


Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.2 Valeur de la charge permanente G_c de l'étage courant

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (kg/m^3)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m^2)
01	Carrelage scellé	2200	0.02	0.44
02	Mortier de pose	2000	0.02	0.40
03	Couche de sable	1800	0.02	0.36
04	plancher en corps creux	1400	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	1200	0.02	0.24
06	Cloison de séparation	1000	0.1	1.00
Totale $G_t = 5.24$				KN/m^2

❖ **Dalle pleine (balcon):**

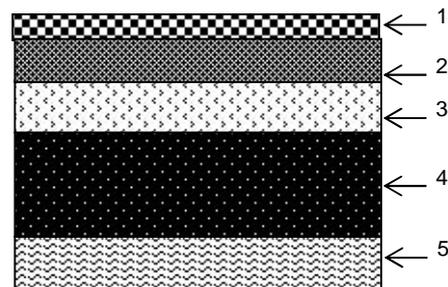


Figure II-4 Coupe transversale du balcon en dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.3 Valeur de la charge permanente G_c de balcon en dalle pleine

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	22	0.02	0.44
$G = 5.39 \text{KN/m}^2$			

01- Les murs :

• Mur extérieur :

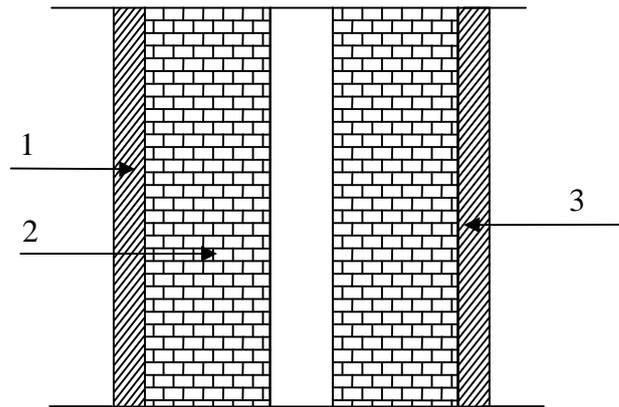


Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

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

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m^3)	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m^3)
01	Mortier de ciment	2200	0.02	0.44
02	Brique creuse	1500	0.1 x 2	3.00
03	Enduit de plâtre	1200	0.02	0.24
Totale $G = 3.68 \text{ KN/m}^2$				

• Mur intérieur

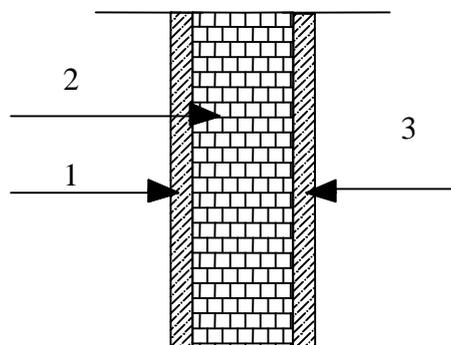


Figure II-6 Coupe transversale du mur en simple cloison

- Mur intérieur :

Tableau II.5 Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	épaisseur	Charge G (KN/m ³)
01	1. Enduit de plâtre 2.	1200	2 x 0.02	0.48
02	Brique creuse	1500	0.1	1.50
Totale $G_t=1.98$				KN/m²

❖ L'acrotère :

On a $h_t=70$ cm

Charge permanente G

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right]$$

$$G = 1.925 \text{ KN/ml}$$

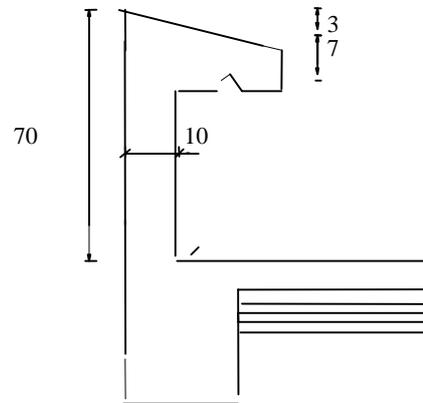


Figure II-7 Coupe transversale de l'acrotère

II.5.2 Les surcharge d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasseQ =1.00 KN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitationQ =1.50 kN/m²
- L'acrotère.....Q=1.00 KN/ml
- L'escalier.....Q=2.50 KN/m²
- Balcons.....Q=3.50 KN/m²

II.6 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

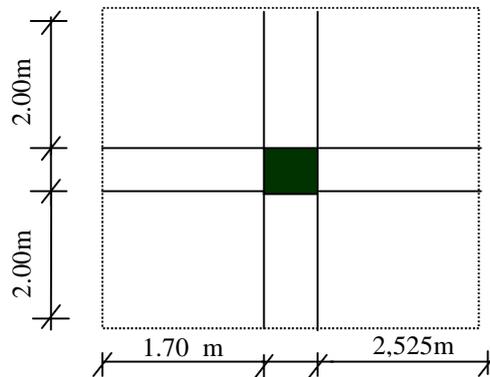


Figure II.7 : surface d'influence du poteau

II.6.1) Charges et surcharges revenant au poteau D3:

❖ **Surface d'influence :**

$$S = (2.00 + 2.00) \times (2.525 + 1.70) = 16.9 \text{ m}^2 .$$

$$S = 16.9 \text{ m}^2 .$$

❖ **Charges permanentes revenant à chaque plancher :**

➤ **Plancher terrasse**

$$- G = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant**

$$- G = 5.24 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Plancher rez-de-chaussée**

$$- G = 5.24 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Poids revenant à chaque plancher :**

$$- \text{Poids du plancher } P = G \times S$$

➤ **Plancher terrasse :**

$$- P = 5.28 \times 16.90 = 89.23 \text{ KN}$$

$$- Q = 1 \times 16.90 = 16.9 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage courant**

$$- P = 5.24 \times 16.90 = 88.56 \text{ KN}$$

$$- Q = 1.5 \times 16.90 = 25.35 \text{ KN}$$

➤ **Plancher du RDC :**

$$- P = 5.24 \times 16.90 = 88.56 \text{ KN}$$

$$- Q = 1.5 \times 16.90 = 25.35 \text{ KN}$$

❖ **Poids revenant à chaque poutre :**• **Poutres principales :**

$$P_P = (0.3 \times 0.4 \times 4.225) \times 25 = 12.68 \text{ KN.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$P_S = (0.25 \times 0.35 \times 4.00) \times 25 = 8.75 \text{ KN.}$$

-D'ou le poids total

$$P = 12.68 + 8.75 = 21.43 \text{ KN}$$

Ce qui donne : **P = 21.43 KN**

❖ **Poids revenant a chaque poteau :**

$$➤ \text{ Etage courant : } G = (0.30 \times 0.30 \times 3.06) \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

$$➤ \text{ RDC : } G = (0.30 \times 0.30 \times 3.06) \times 25 = 6.89 \text{ KN.}$$

II-3.2 Loi de dégression de charge :

elle s'applique aux batiment à grand nombre ou les occupation des divers

Niveaux peuvent être considérer comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation,

Cette loi de dégressions les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir comte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

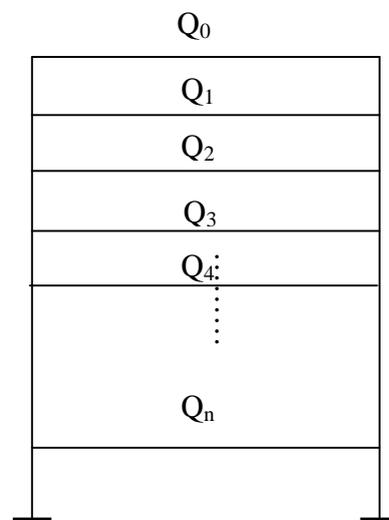
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\vdots$$

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

Pour $n \geq 5$



II-3.3 Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 16.90 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16.90 + 25.35 = 42.25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 65.07 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 85.35 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 103.09 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 118.3 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G Poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=G _c +Q _c	S trouvée	S adoptés
5	89.23	21.43	/	110.66	110.66	16.90	16.90	127.56	85.04	30×30
4	88.56	21.43	6.89	16.88	227.54	25.35	42.25	269.79	179.86	30×30
3	88.56	21.43	6.89	16.88	344.42	25.35	67.6	412.02	274.68	35×35
2	88.56	21.43	6.89	16.88	461.3	25.35	92.95	554.25	369.5	35×35
1	88.56	21.43	6.89	16.88	578.18	25.35	118.3	696.48	464.32	40×40
RDC	88.56	21.43	6.89	116.88	695.05	25.35	143.65	838.7	559.13	40x40

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)

Min (b,h) 25cm $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

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

Min (40x40)=40cm>25cm Min (40x40)=40cm>14.30 cm $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4=0.25 \leq 4$	}	→ conditions vérifiées.
---	---	-------------------------

- Poteaux (35x35) pour l'étage 2,3 :

Min (35x35)=35cm>25cm Min (35x35)=35cm>14.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4=0.25 \leq 4$	}	→ conditions vérifiées.
---	---	-------------------------

- Poteaux (30x30) pour l'étage 3,4 :

Min (30x30)=30cm>25cm Min (30x30)=30cm>14.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4=0.25 \leq 4$	}	→ condition vérifiée
---	---	----------------------

II-3.5 Vérification des poteaux au flambement :

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

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$= l_f / i \leq 50$$

Avec :
 : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration,

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

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

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités.

- soit encasté dans un massif de fondation,

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

l_0 : hauteur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b h^3}{12}} / \sqrt{bh}} = \sqrt{12} \times 0,7 \frac{L_0}{h} = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

Pour le RDC et l'étage 1: $\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,40} = 18,51$

Pour l'étage courant 2,3: $\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,35} = 21,15$

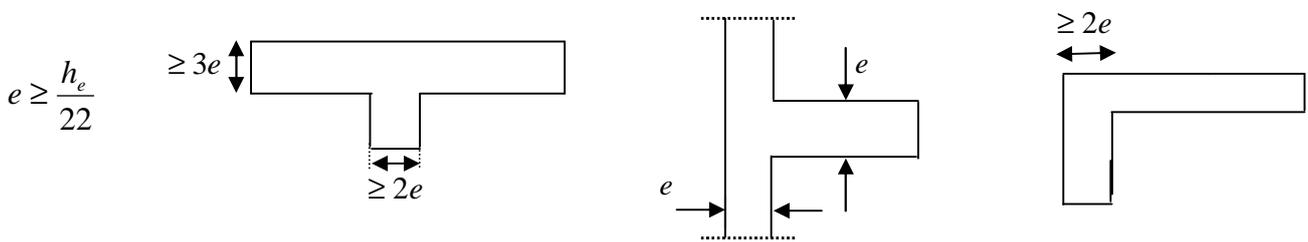
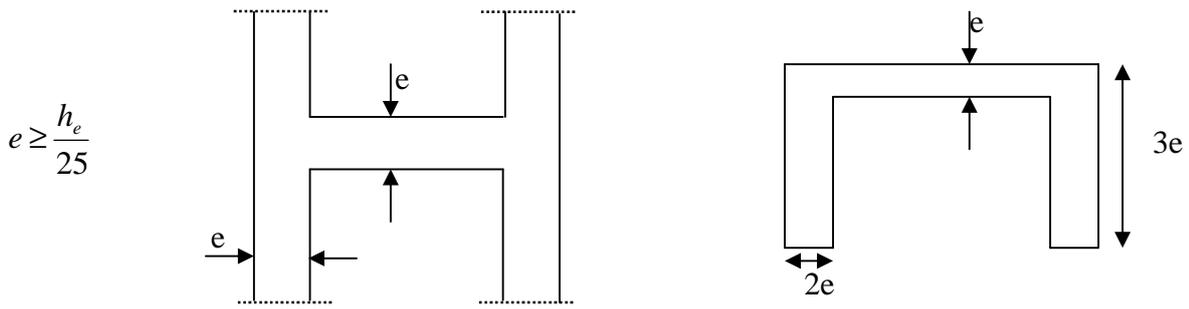
Pour l'étage courant 4,5: $\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,30} = 24,68$

- **Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.**

II-4 pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales (fonction porteuse), et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (fonction de contreventement).

- **L'épaisseur (e) :**
- Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7-7-1 du RPA99).



L'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidité aux extrémités avec un minimum ($e_{\min}=15\text{cm}$)

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$e = \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20) = h_e/20.$$

$$e = 306/20 = 14.3\text{cm.}$$

On opte pour un voile de 15cm.

➤ Vérification des exigences du RPA :

1- pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur .RPA99 version 2003(Art 7.7.1)

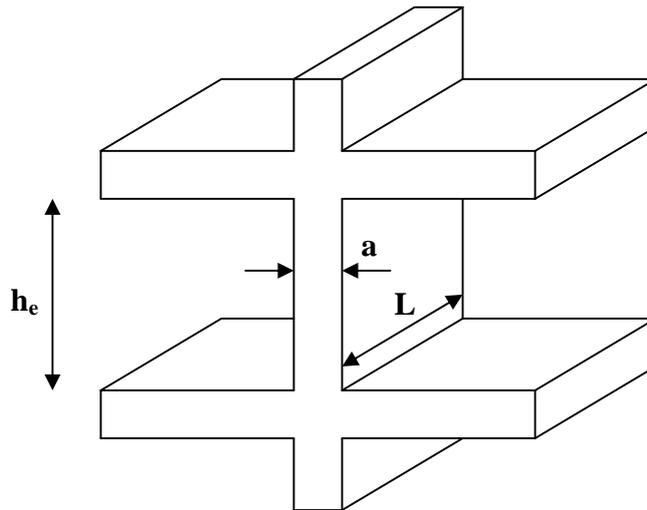
$L_{\min} \geq 4 e$, L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 3.40\text{m} \quad 4 \times 0.15 = 0,60\text{m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 15\text{cm} \quad e_{\min} = 15\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.



Conclusion :

Les différentes règles lois et documents technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Les planchers en corps creux : 16+4 $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur du corps creux : 16 cm} \\ \text{La hauteur de la dalle de compression : 4cm} \end{array} \right.$

- Les poutres principales : 30X40.
- Les poutres secondaires : 35X25.
- Les poteaux :
- RDC et 1^{er} étages : 40X40.
- 2^{eme} et 3^{eme} étages : 35X35.
- 4^{eme} et 5^{eme} étages : 30X30.
- Les voiles : épaisseur de voile : $e = 15$ cm
- Epaisseur de la dalle pleine : $e = 15$ cm

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

chapitre III

calcul des éléments

III.1 L'acrotère

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à 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 bonde de 1m de longueur

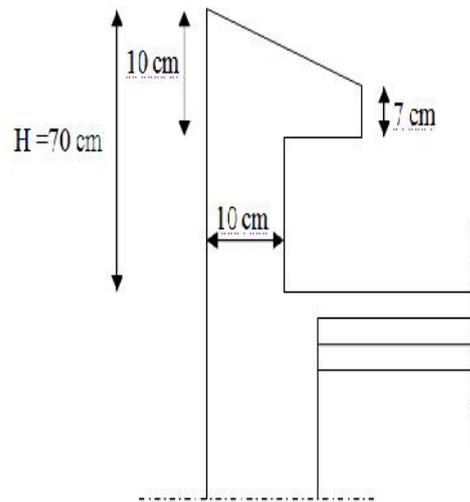


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

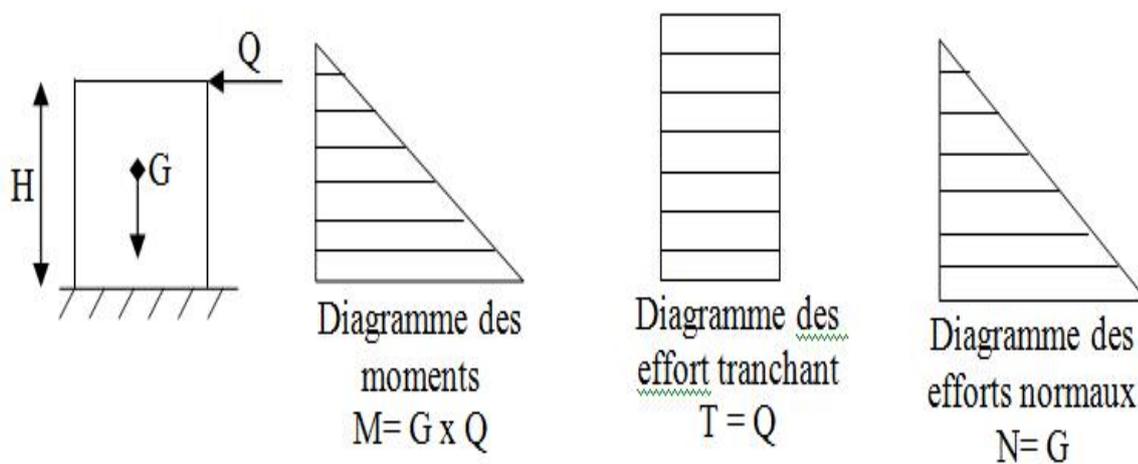


Figure III.2 Schéma statique de calcul de l'acrotère

II. Calcul des sollicitations :

II.1. Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N = \dots \times S \times 1\text{m}$$

\dots : Masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right]$$

$$G = 1.925 \text{ KN/ml}$$

II.2. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q=1.00kN/ml.

$$M = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ kN.m.}$$

II.3. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ kN.}$$

III. Combinaison des charges :

➤ A L'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35N + 1.5Q.**

Q = 0. Effort normal dû à la surcharge

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.925 = 2.60 \text{ KN.}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS:

La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G : $N_s = 1.925 \text{ KN.}$

Moment de flexion dû à Q : $M_s = 0.7 \text{ KN.m}$

IV. Ferrailage de l'acrotère (à L'ELU):

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 .

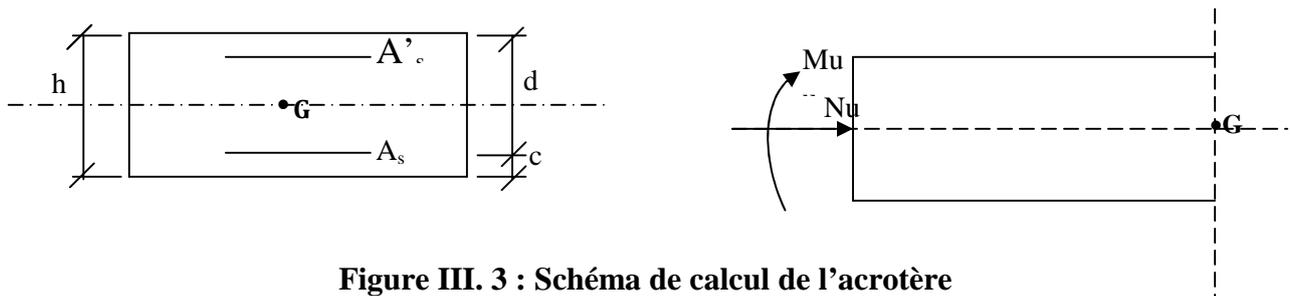


Figure III. 3 : Schéma de calcul de l'acrotère

h (épaisseur de la section)= 10 cm.

b (largeur de la section)= 100 cm .

c et c' (enrobage)= 3cm.

d (hauteur utile)= $h-c=7$ cm.

IV.1.Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.60} = 0.40 \text{ m} = 41 \text{ cm.}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$e_u > [(h/2) - c]$ 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_{fu} ».

IV.2.Calcul en flexion simple:

a. Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 1.05 + 2.60(0.1/2 - 0.03) = 1.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b. Moment réduit :

$$\mu_u = M_f / (bd^2 \cdot F_{bu}). \quad \text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85fc28}{\gamma_s} = \frac{0.85(25)}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_u = 1.102 / (1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.016$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.016 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.938$$

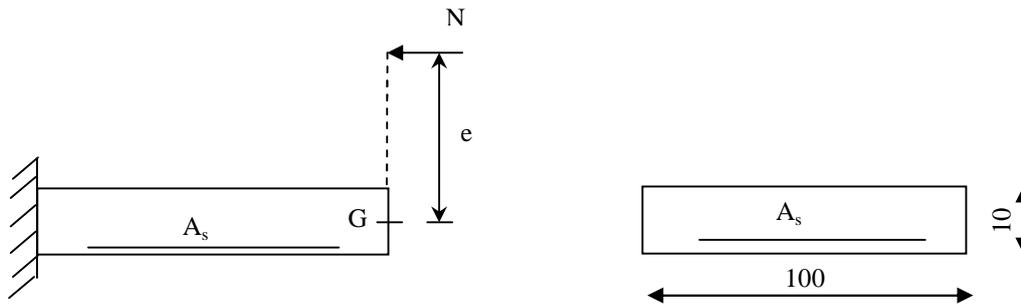


Figure III.4 : section transversale de l'acrotère.

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st}} = \frac{Mf}{\sigma_s \cdot \frac{f_e}{s}} = \frac{1.102 \times 10^5}{0.938 \times 7 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.483 \text{ cm}^2.$$

IV.3. Calcul en flexion composée

a. Armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.483 - \frac{2.60 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

IV.4. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right].$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.925} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{36 - 0.455 \times 7}{36 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A_s = A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 3HA6 $\Rightarrow A_r = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

b. Vérification de l'écartement dans les barres**Armatures verticales :**

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

$$S_t \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30\text{cm}.$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$S_t \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm}.$$

Soit $S_t = 33\text{cm}$.

c. vérification au cisaillement :(BAEL 91 art 5.1.1)

$$\bar{f}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}; \bar{f}_u = \frac{V_u}{bxd} \text{ tel que :}$$

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{f}_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}, \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

d. Vérification de l'adhérence des barres

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\bar{f}_{se} < f_{se} = s \times f_{tj} \quad \text{avec} \quad f_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

Avec: $V_u = 1.5\text{KN}$

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05\text{cm}$$

$$f_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236\text{MPa}.$$

$$\bar{f}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > f_{se} = 0.253 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

e. Ancrage des barres verticales :

pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{.fe}{4 \sigma_{su}} \quad \text{et} \quad \sigma_{su} = 0.6(E_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8.400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

IV.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes

a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\bar{\tau}_s \leq \bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{.f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\tau}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de S_1 :

$$\dots = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \{S_1 = 0.914\}$$

$$\text{Alors : } \tau_s = \frac{0.7 \times 10^6}{0.914 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 54.43 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_s \leq \bar{\tau}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

$$\triangleright \bar{\tau}_{bc} \quad \bar{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K_1} = \frac{58.19}{44.52} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$\gamma = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $w \geq 6 \text{ mm}$

IV.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003) :

L'acrotère doit être conçu de façon à résister à la force horizontale $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$.

A : coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone IIa) . $A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.925 \text{ KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme.

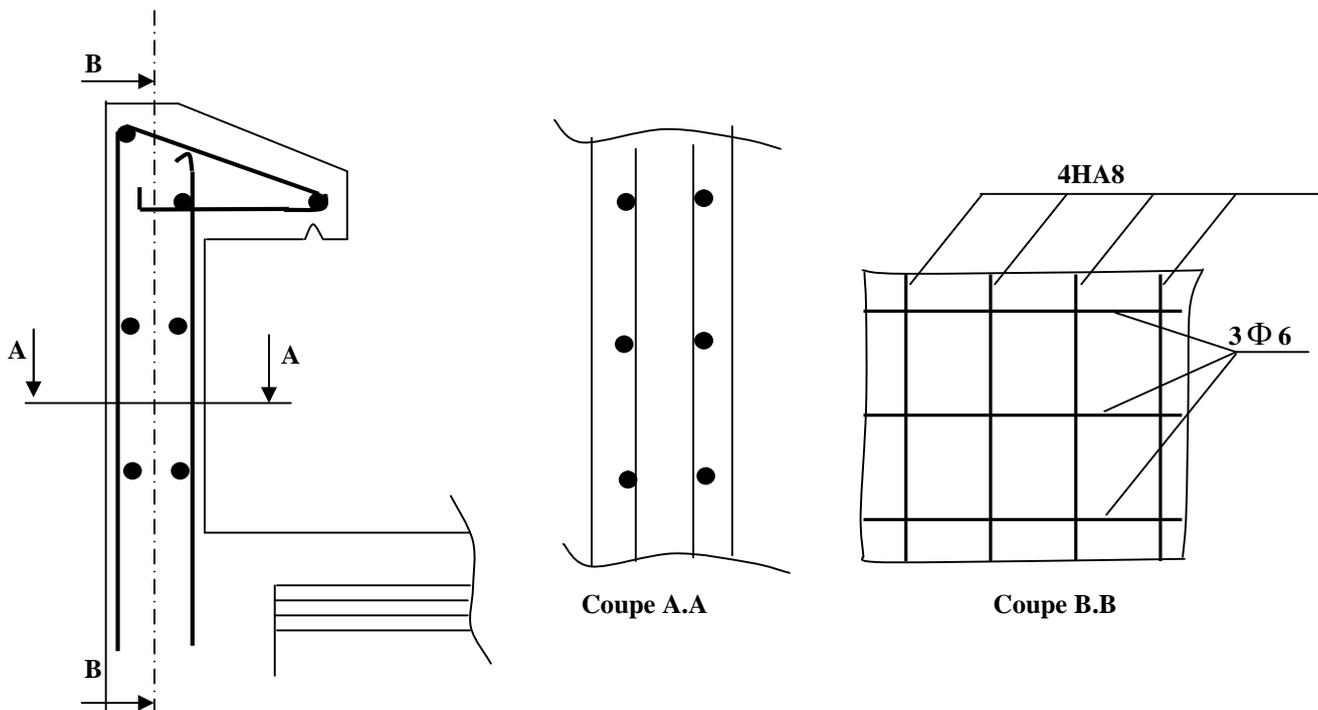


Figure III.5: plan de ferrailage de l'acrotère.

Planchers

I. Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux, Et des dalles pleines d'épaisseur 15 cm.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait.

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

II. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

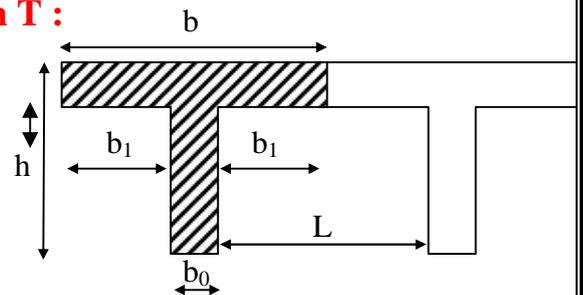


figure III.9

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

II.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $e = 20 \text{ cm}$

II.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 20 \text{ cm}$

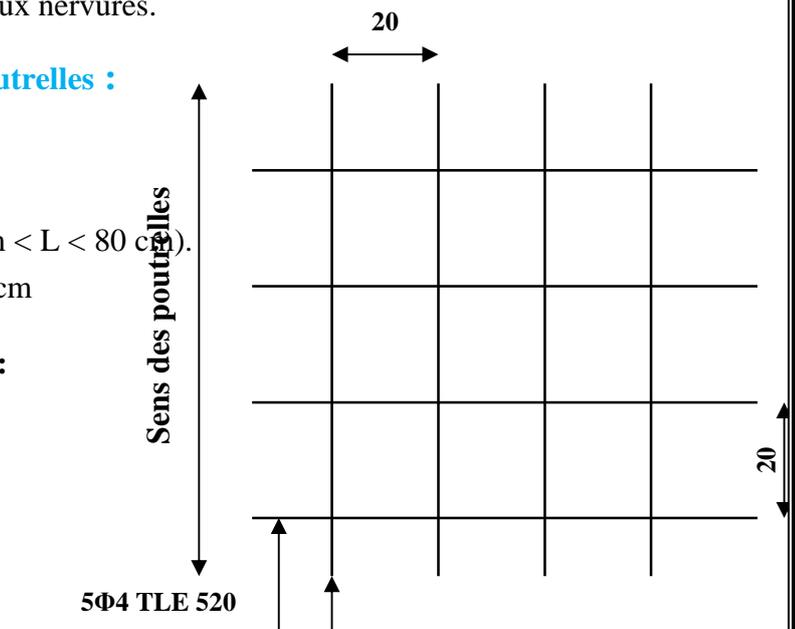


Figure III.10

Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:

III.1. Avant le coulage :

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 :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.1. combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.1.2. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.30^2}{8} = 5.78 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.3}{2} = 5.38 \text{ KN.}$$

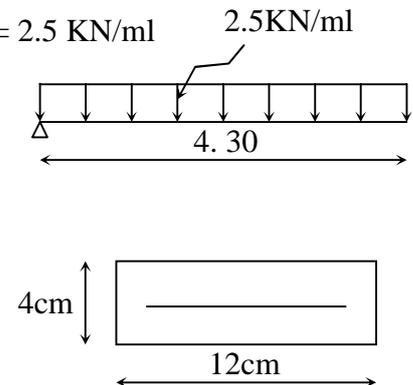


Figure III.11

III.1.3. ferrailage de la poutrelle

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5.78 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.48 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.2. Après coulage de la dalle de compression :

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

- poids du plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ KN/ml.}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$

III.2.1. Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.06 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4.381 \text{ KN/ml.}$$

III.2.2. Choix de la méthode :

1. $\left\{ \begin{array}{l} Q=1.5\text{KN/ml} < 2G=6,812\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée
3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :
 $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :
 $\frac{400}{430} = 0.93$; $\frac{430}{430} = 1$; $\frac{430}{400} = 1.075 \Rightarrow$ Condition vérifiée
4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3.Principe de la méthode:

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

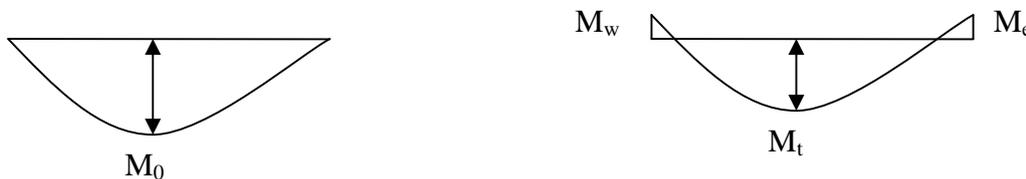


Figure III.12 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.4.Exposé de la méthode :

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

En effet pour $Q=0 \mapsto \Gamma = 0$ et pour $Q=2G \mapsto \Gamma = 2/3$

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

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

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

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

- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée
Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3r) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

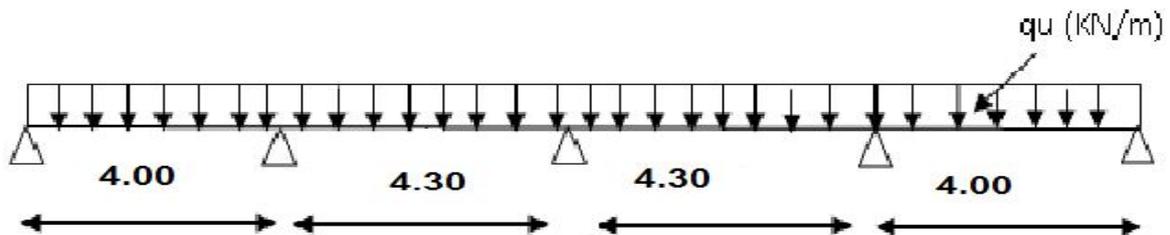


Figure III.13 : schéma statique

III.2.5. calcul des coefficients :

: rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.24} = 0.223 \quad \left(0 < < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : =0.223

$$1 + 0.3 = 1.0669$$

$$\frac{1 + 0.3}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3r}{2} = 0.633$$

III.2.6.calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3 M_0 + 0.5 M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748 M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5 M_0 + 0.4 M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698 M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.533 M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

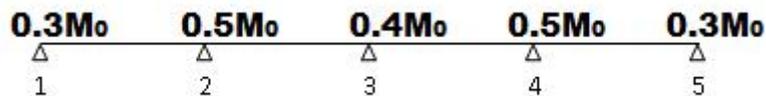


Figure III.14 : moments sur appuis

III.2.7.Calcul des Moments isostatiques:

$$- M_{012} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.06 \times (4)^2 / 8 = 12.12 \text{ KN.m}$$

$$- M_{023} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.06 \times (4.30)^2 / 8 = 14.01 \text{ KN.m}$$

$$- M_{034} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.06 \times (4.30)^2 / 8 = 14.01 \text{ KN.m}$$

$$- M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.06 \times (4)^2 / 8 = 12.12 \text{ KN.m}$$

III.2.8.Calcul de Moments sur appuis:

$$- M_1 = M_5 = 0.3 M_{012} = 3.636 \text{ KN.m}$$

$$- M_2 = M_4 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 7.005 \text{ KN.m}$$

$$- M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.604 \text{ KN.m}$$

III.2.9. calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w (KN.m)	3.636	7.005	5.604	7.005
M_e (KN.m)	7.005	5.604	7.005	3.636
T_w (KN)	-12.96	-12.70	-13.35	-11.28
T_e (KN)	11.28	13.35	12.70	12.96
M_t (KN.m)	9.09	9.807	9.807	9.09

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

a) diagramme des moments

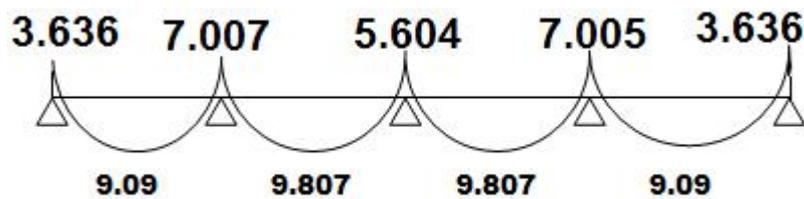


Figure III.15

b) diagramme des efforts tranchants :

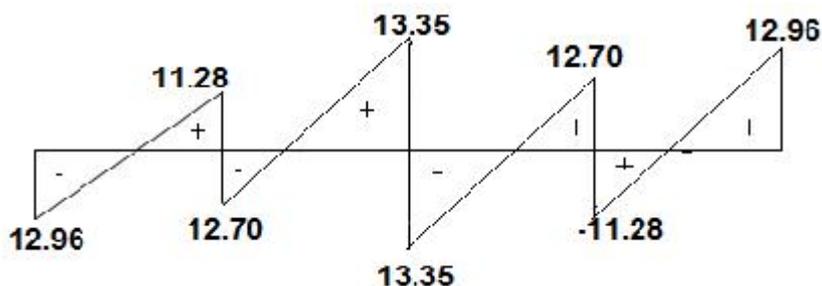


Figure III.16

III.2.11. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 9.807 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7.007 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 13.35 \text{ KN}$$

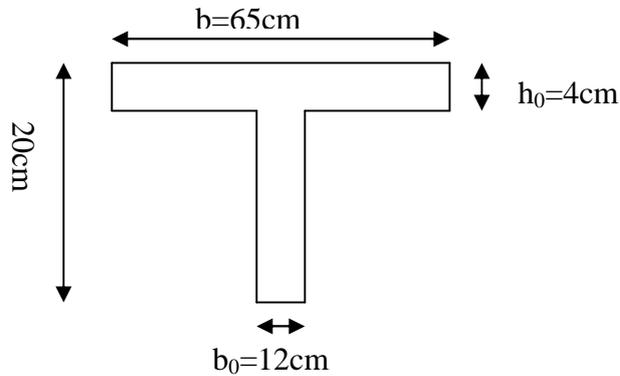


Figure III.17 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 9.807 \text{ KN.m}$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.807 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.033 \rightarrow \eta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{d (f_{e/s})} = \frac{9.807 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.593 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.593 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 7.007 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2_{bc}} = \frac{7.007 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.127 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\tilde{\mu}_b = 0.127 \rightarrow s = 0.931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{d(f_{e/s})} = \frac{7.007 \times 10^3}{0.931 \times 18 \times 348} = 1.202 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.202 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

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

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$w \leq 0.571 \text{ cm}$ On prend $w = 8 \text{ mm}$

On adopt: $2 \phi 8 \quad A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de 6

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.2.12. Vérification à l'ELU :**a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.35 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.618 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0.618 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.35 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.729 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.729 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 12.96 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 12.70 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{s}{f_c} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma_{\max}}{0.9d} \right)$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.96 - \frac{3.636}{0.9 \times 0.18} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (16.74 - 22.44)$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.164 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.70 - \frac{7.007}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.878 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.878 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} w = 35.27 w$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 14.108\Phi$.

IV. Calcul de la poutrelle à l'ELS:**IV.1. calcul des moments isostatiques :**

$$Q_s = 4.381 \text{ KN/ml}$$

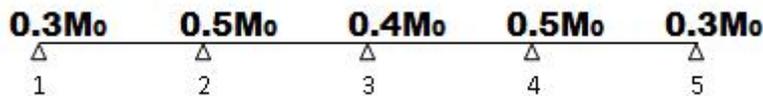


Figure III.18 : moments sur appuis.

- $M_{012} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.381 \times (4)^2 / 8 = 8.762 \text{ KN.m}$
- $M_{023} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.381 \times (4.30)^2 / 8 = 10.126 \text{ KN.m}$
- $M_{034} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.381 \times (4.30)^2 / 8 = 10.126 \text{ KN.m}$
- $M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.381 \times (4)^2 / 8 = 8.762 \text{ KN.m}$

IV.2. Calcul de Moments sur appuis:

- $M_1 = M_5 = 0.3 M_{012} = 2.629 \text{ KN.m}$
- $M_2 = M_4 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 5.063 \text{ KN.m}$
- $M_3 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 4.050 \text{ KN.m}$

IV.3. calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w (KN.m)	2.629	5.063	4.0504	5.063
M_e (KN.m)	5.063	4.0504	5.063	2.629
T_w (KN)	-9.37	-9.18	-9.65	-8.15
T_e (KN)	8.15	9.65	9.18	9.37
M_t (KN.m)	6.571	7.088	7.088	6.517

IV.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

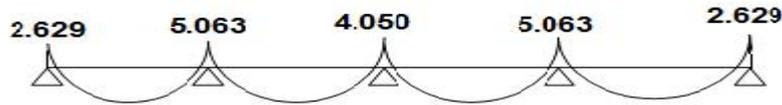


Figure III.19

b) diagramme des efforts tranchants

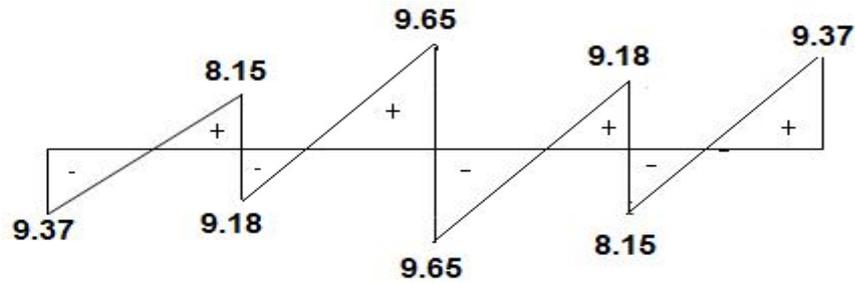


Figure III.20

IV.5. Vérifications à L'ELS :

IV.5.1. Etat limite de la compression du béton

- En traveé

$$M_t = 7.088 \text{ KN.M}$$

-contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.57 \rightarrow \rho_1 = 0.836 \rightarrow K = 0.065$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\rho_1 d A_s} = \frac{7.088 \times 10^3}{0.836 \times 18 \times 3.39} = 138.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

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

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = k_s = 0.065 \times 138.95 = 9.03\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.063\text{KN.m}$$

$$i = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$i = 1.046 \rightarrow i = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{i d A_a} = \frac{5.063 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 145.057\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k_s = 0.049 \times 157.057 = 7.70\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

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

IV.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

IV.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

M₀ : moment de flexion maximal en travée de la poutrelle considérée isostatique .

1- $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.047 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ condition vérifiée

2- $\frac{h}{L} = 0.05 > \frac{7.088}{15 \times 10.126} = 0.047$ condition vérifiée

3- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.0157 > \frac{3.6}{400} = 0.009$ condition non vérifiée

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

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_f}$$

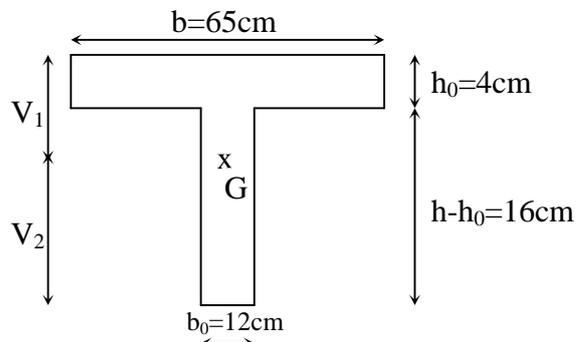


Figure III.21

Aire de la section homogénéisée :

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

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

Moment isotatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{cm}^4$$

$$= \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \quad s_1 = 0.978$$

$$v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{I_s \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.088 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 118.77 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 118.77 + 2.1}; 0\right) = 0.38$$

$$I_v = \frac{1.1 I_0}{1 + v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.38} = 16280.81 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7.088 \times (4.30)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16280.81} = 0.74 < \frac{L}{500} = 0.86 \text{ cm} \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

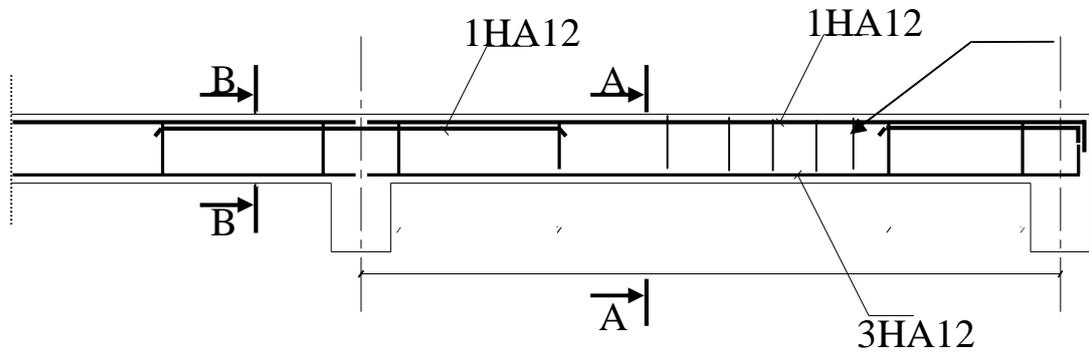
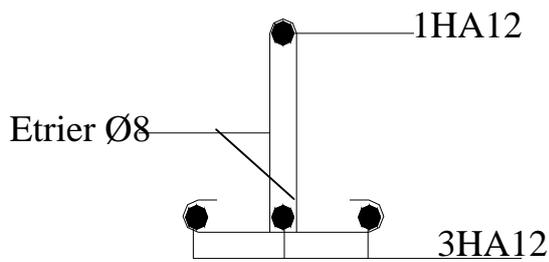
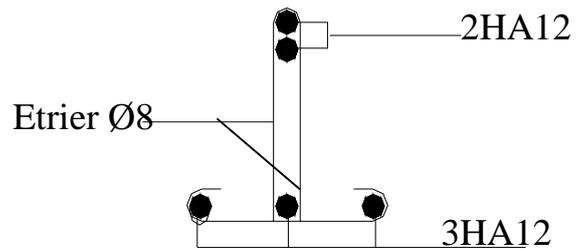


Figure III.20: Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

Figure III.21

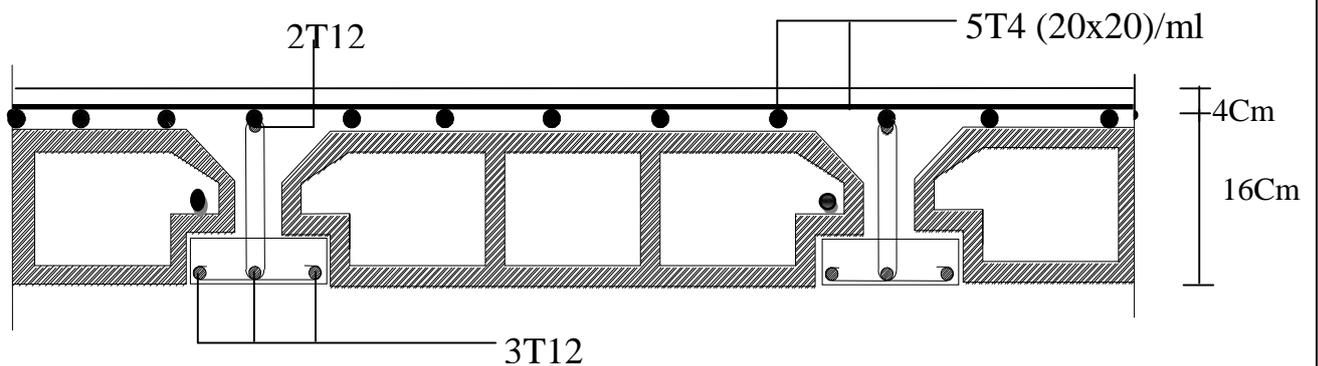


Figure III.22 : Plan de ferrailage du plancher

Les balcons

I. Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

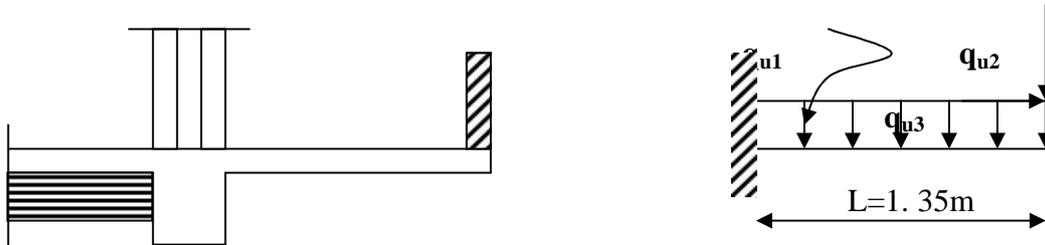


Figure III.6 : Schéma statique du balcon

II. Dimensionnement :

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

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

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{ cm}$

II.1. Détermination des charges et surcharges

II.2. Charges permanentes :

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	22	0.02	0.44
			G = 5.39KN/m²

- **Garde corps**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	15	0.10	1.50
Enduit en mortier de ciment	22	2x0.02	0.88
			g = 2.38KN/m

II.2.1. charge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

Remarque :

Le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III. Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

III.1. Combinaison des charges :

➤ **A L'ELU :**

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.39) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.53\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times g = 1.35 \times 2.38 \times 1\text{m} = 3.213\text{KN}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.39 + 3.5] \times 1 = 8.89\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = g = 2.38\text{KN}$$

III.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

➤ **A L'ELU :**

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.53 \times 1.35^2}{2} = 11.41\text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 3.213 \times 1.35 = 4.34\text{KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 15.75 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS :**

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.89 \times 1.35^2}{2} = 8.10 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 2.38 \times 1 \times 1.35 = 3.21 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 11.31 \text{ KN.m}$$

III.3. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 15.75 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

a) **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.75 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.077$$

$$\tilde{\mu} = 0.077 < \tilde{\mu}_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\tilde{\mu} = 0.077 \Rightarrow s = 0.959$$

$$A_s = \frac{M_u}{s \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{15.75 \times 10^5}{0.959 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

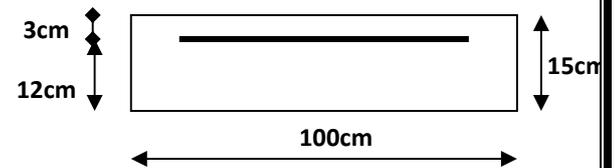


Figure III.7

IV. Vérification à l'ELU :**IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.53 \times 1.35 + 3.213 = 20.13 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.13 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.167 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.167 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

IV.3. Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n f \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.13 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.99 \text{MPa}$$

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

IV.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm}$ Vérifiée.

Armature de répartition : $St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$ Vérifiée.

IV.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$f_{se} = 0.6 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{f_{se}}{4} \times \frac{f_e}{f_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

V. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

V.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$f_{ts} \leq \bar{f}_{ts} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{f}_{ts} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{f}_{ts} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$f_{ts} = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\alpha_1 = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \alpha_1 = 0.896 \right.$$

$$\text{Alors : } f_{ts} = \frac{11.31 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 186.18 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ts} \leq \bar{f}_{ts}$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

V.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, c'est la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\sigma_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \text{ avec } \sigma_u = \frac{M_U}{M_S}$$

$$= \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.75}{11.31} = 1.393$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.393 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.197 + 0.25 = 0.447 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{10.31}{10(11.31)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

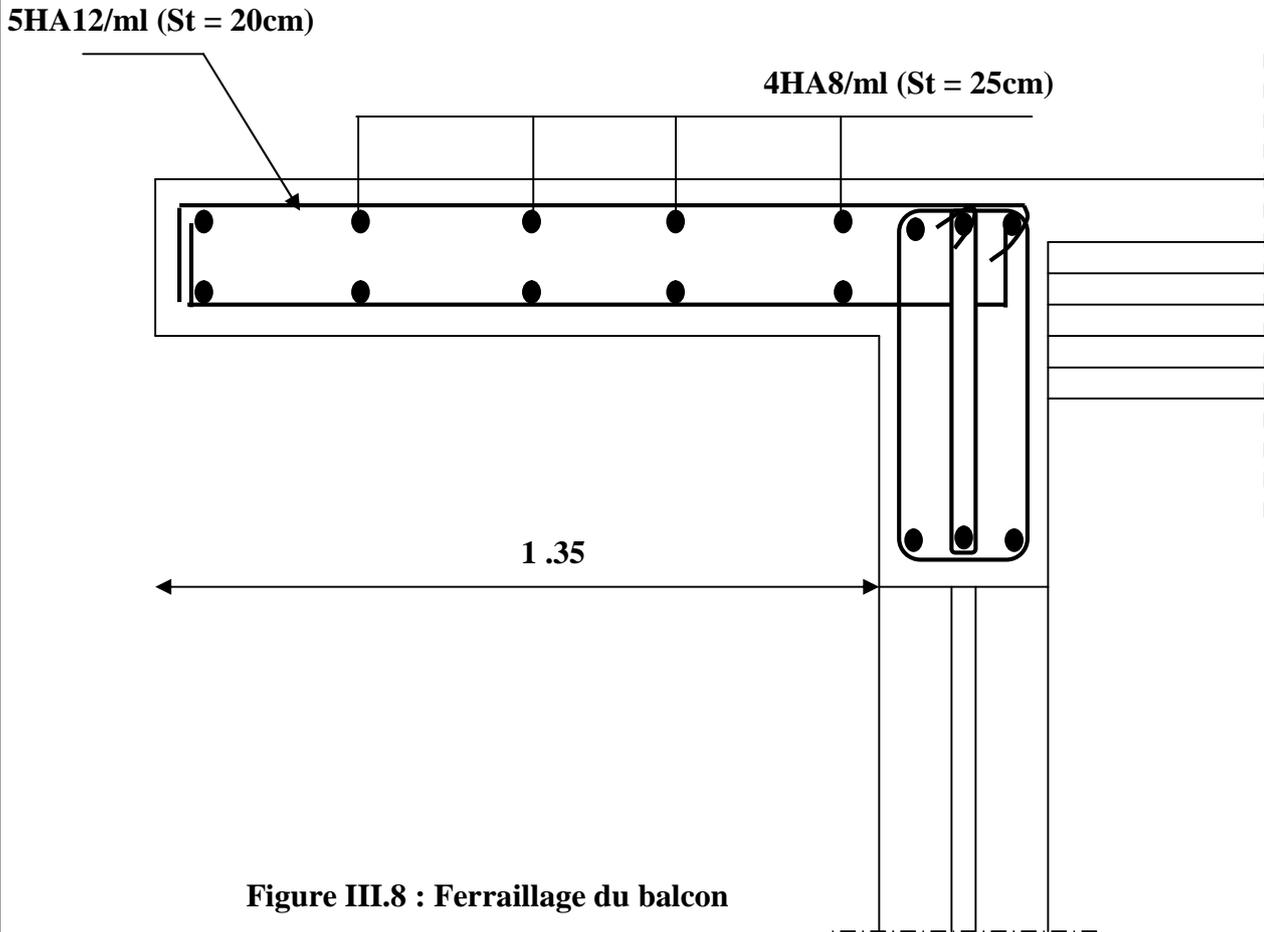


Figure III.8 : Ferrailage du balcon

L'escalier

I. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) desservant la totalité des niveaux .ceux ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

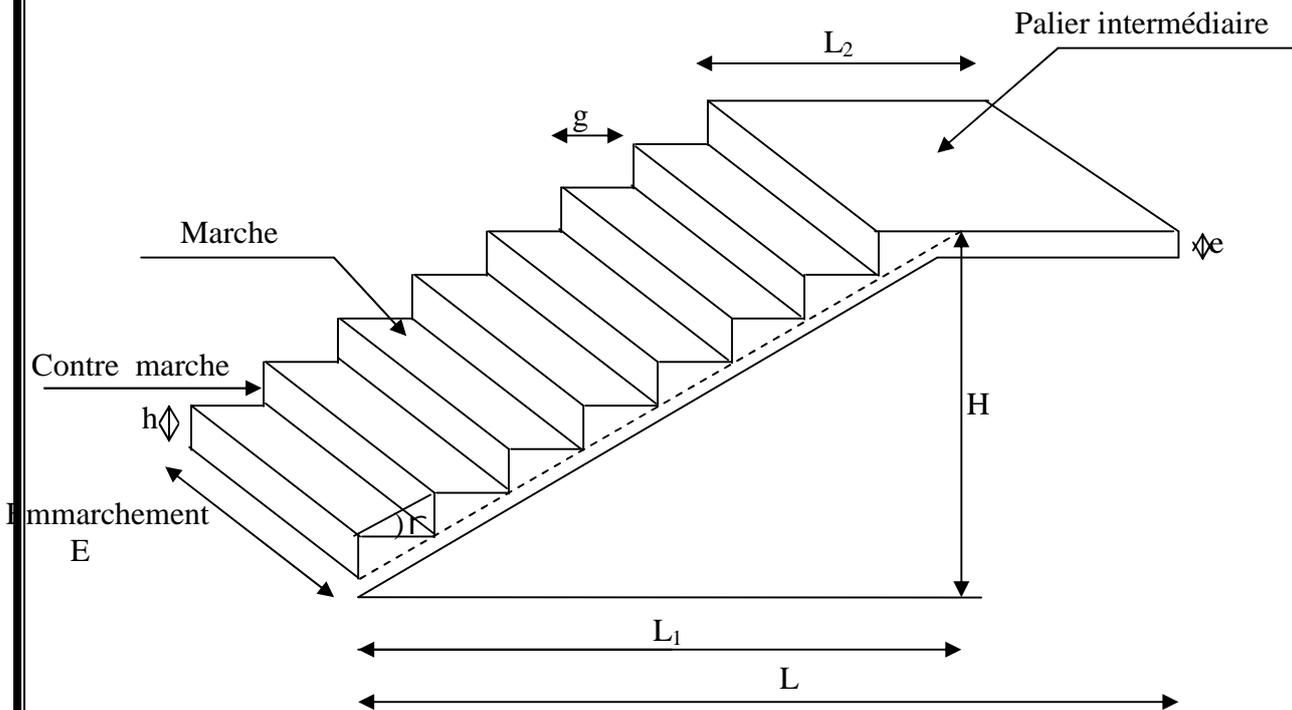


Figure III.23 : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées
 La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

II. redimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

II.1. marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$.

II.2. Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$.

Alors : $n = 3.06/0.17 = 18$.

Comme l'étage service comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

II.3. Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

On à : $L_1=2.4\text{m}$, $L_2=1.80\text{m}$

$$L_1 = 2.4\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cm Condition vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}.$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse : $L=L_1+L_2$

$$464.60/30 \leq e_p \leq 464.6/20 \Rightarrow 15.49 \leq e_p \leq 23.23$$

Soit $e_p = 20\text{cm}$.

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg}\alpha = \frac{H}{L}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\text{Cos} = \frac{L}{L'} = 0.8432 \Rightarrow L' = 284.6\text{cm}$$

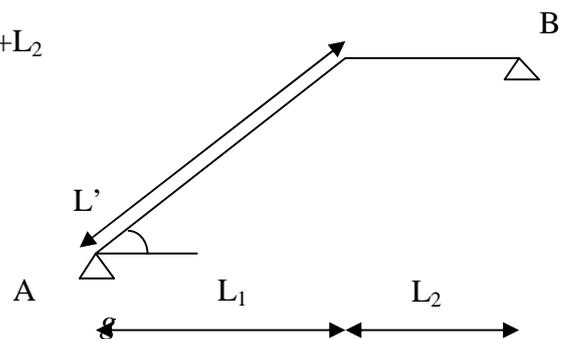


Figure III.24

III. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charge permanente :**

Paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{0.20}{\cos \gamma} = 5.93$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	$= 0.2$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
G_{ps} = 9.46	

Palier

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.20 = 5$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (2cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
G_{pl} = 6.64	

Charge revenant au mur extérieur :

$$2.76 \times (3.06 - 0.20) = 7.89 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitation**

- Palier : **Q_{pl} = 2.5KN/ml**
- Paillasse : **Q_{ps} = 2.5KN/ml**

IV. Calcul à l'ELU:

IV.1 : Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges :

- pailleasse $q_{ps} = [1.35 \times 9.46 + 1.80 \times 2.5] \times 1 = 17.27 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 6.64 + 1.80 \times 2.5] \times 1 = 13.46 \text{ KN/ml}$
- Mur ext $P_u = 1.35 \times 7.89 = 10.65 \text{ KN/ml}$

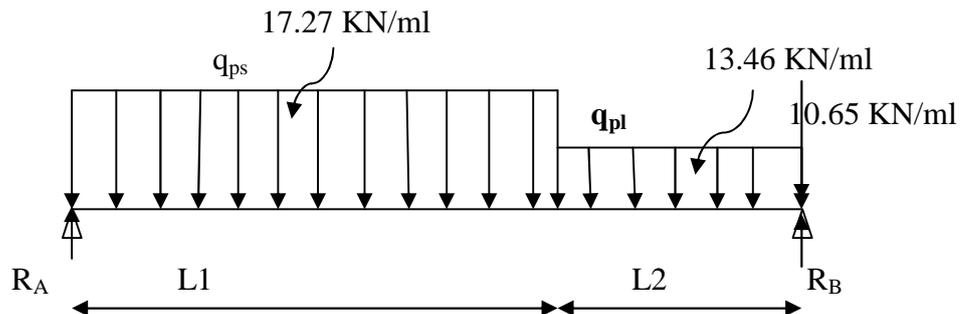


figure III.25. schéma de chargement à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 17.27 \times 2.4 + 13.46 \times 1.80 + 10.65$$

$$R_A + R_B = 76.33 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.2 R_B = 13.46 \times 1.80 \times 3.30 + 17.27 \times 2.4 \times 1.2 + 10.65 \times 4.2 \Rightarrow R_B = 41.53 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 34.8 \text{ KN}$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} x$$

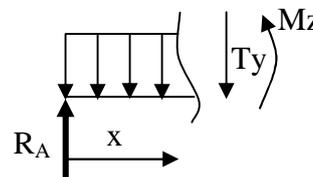
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 34.8 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 34.8 - 17.27 \times 2.4 = -6.65 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_z = 33.78 \text{ KNm.}$$



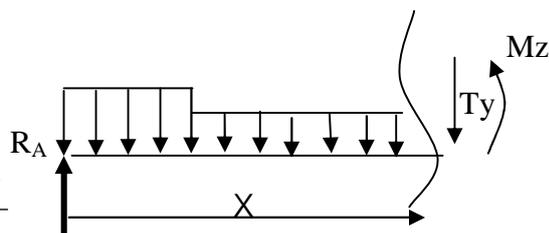
- Pour $2.4 \leq x \leq 4.20 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl} (x - 2.4)$$

$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -6.65 \text{ KN}$$

$$X = 4.20 \rightarrow T_y = -30.88 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - (q_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$



$X = 2.4 \rightarrow M_z = -33.78 \text{ KNm.}$

$X = 4.20 \rightarrow M_z = 0 \text{ KNm.}$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.01\text{m}$ d'où $M_z^{\max}=35.06\text{KNm}$

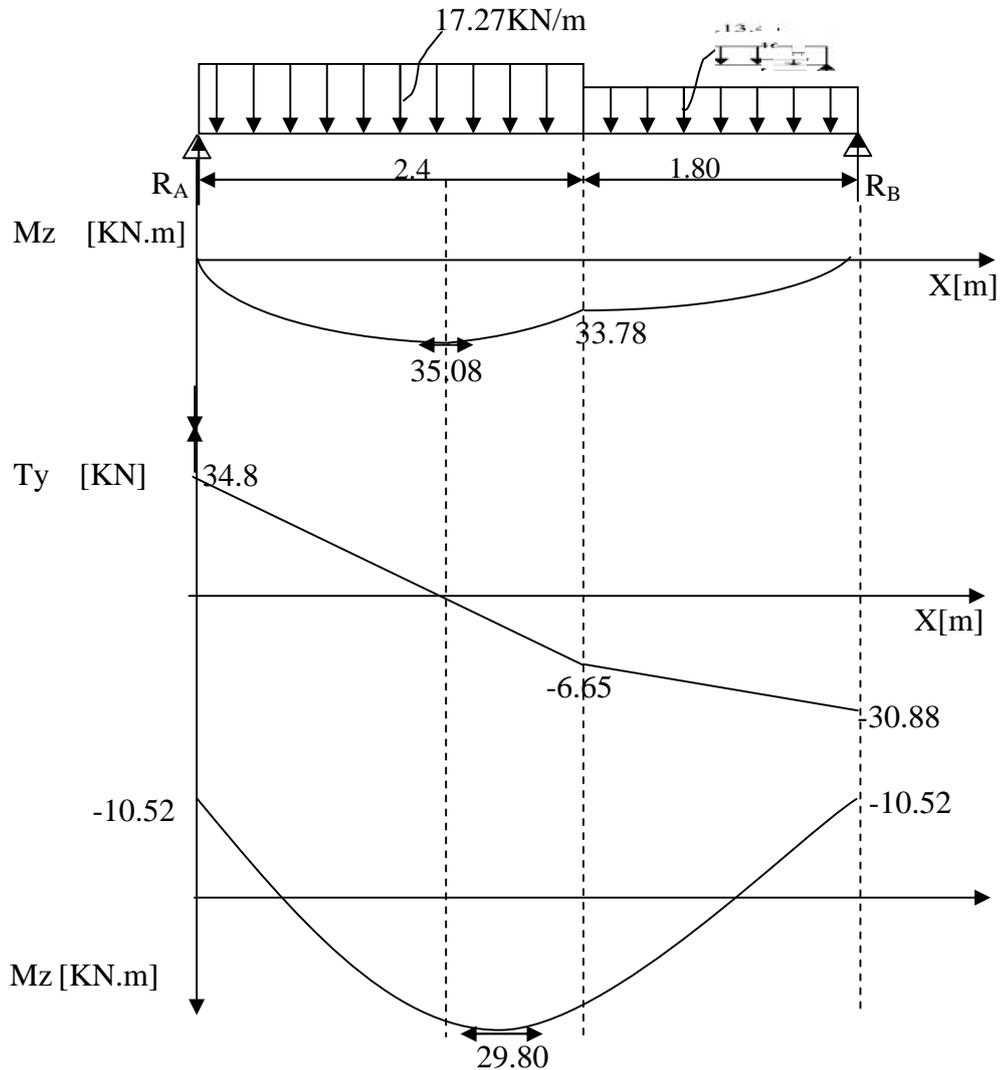
$M_0 = M_z^{\max} = 35.06\text{KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -10,52\text{KNm.}$

- En travée :

$M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 29.80\text{KNm.}$

d) Diagramme des efforts :



IV.2: Calcul des armatures:**IV.2.1. Armatures principales :****a) En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.80 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.065 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.065 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_t = \frac{M_t}{d \cdot \beta \cdot f_{st}} = \frac{29.80 \times 10^6}{0.966 \times 180 \times 348} = 4.92 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm²/ml

Avec un espacement de 20cm

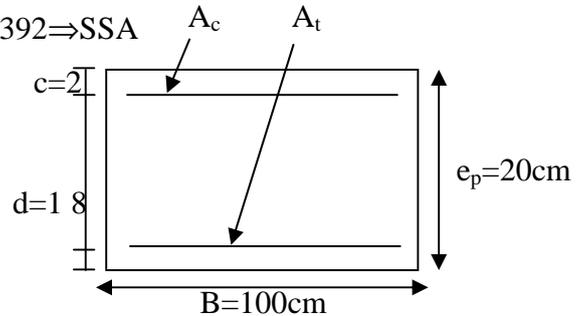


Figure III.26

b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.52 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{10.52 \times 10^6}{0.988 \times 180 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\text{HA}8 = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 20cm.

IV.2.2. Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui: } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.52}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

V. Vérifications à effectuée :**V.1. condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 2.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

V.2. Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

-Armatures principales : $e = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition: $e = \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.3. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 34.80 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34.80 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4. Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{34.80 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \tau_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

V.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{1.5} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 18 \times 100}{1.5} = 1080 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 28.67 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -10.52 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(28.38 - \frac{34.80 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \right] = -5.36 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 2.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.6. Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{f_e}{4 s} \quad \text{avec : } s = 0.6 \quad s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

VI. Calcul à l'ELS :

VI.1. Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 9.46 + 2.5 = 11.96 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 6.64 + 2.5 = 9.14 \text{ KN/ml}$$

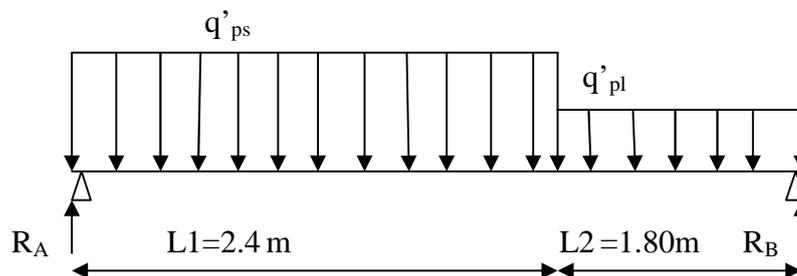


Figure III.27 : Schéma statique de calcul à l'ELS

VI.2. Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 11.96 \times 2.4 + 9.14 \times 1.80$$

$$R_A + R_B = 45.16 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.2 R_B = 9.14 \times 1.80 \times 3.3 + 11.96 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 21.13 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 24.03 \text{ KN}$$

VI.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x$$

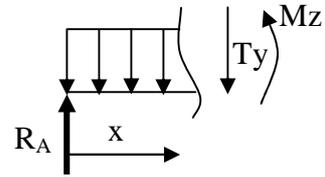
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 24.03 \text{ KN}$$

$$X = 2.4\text{m} \rightarrow T_y = 24.03 - 11.96 \times 2.4 = -4.67 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4\text{m} \rightarrow M_Z = 23.23 \text{ KNm}$$



- Pour $2.4 \leq x \leq 4.2\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.4 - q'_{pl} (x - 2.4)$$

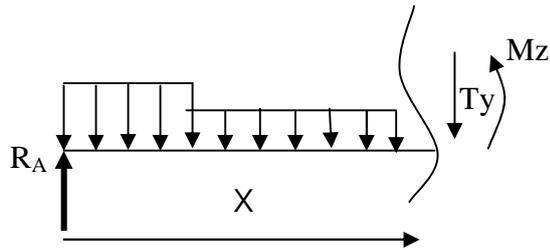
$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -4.67 \text{ KN}$$

$$X = 4.20 \rightarrow T_y = -21.13 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 23.23 \text{ KNm}$$

$$X = 4.20 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



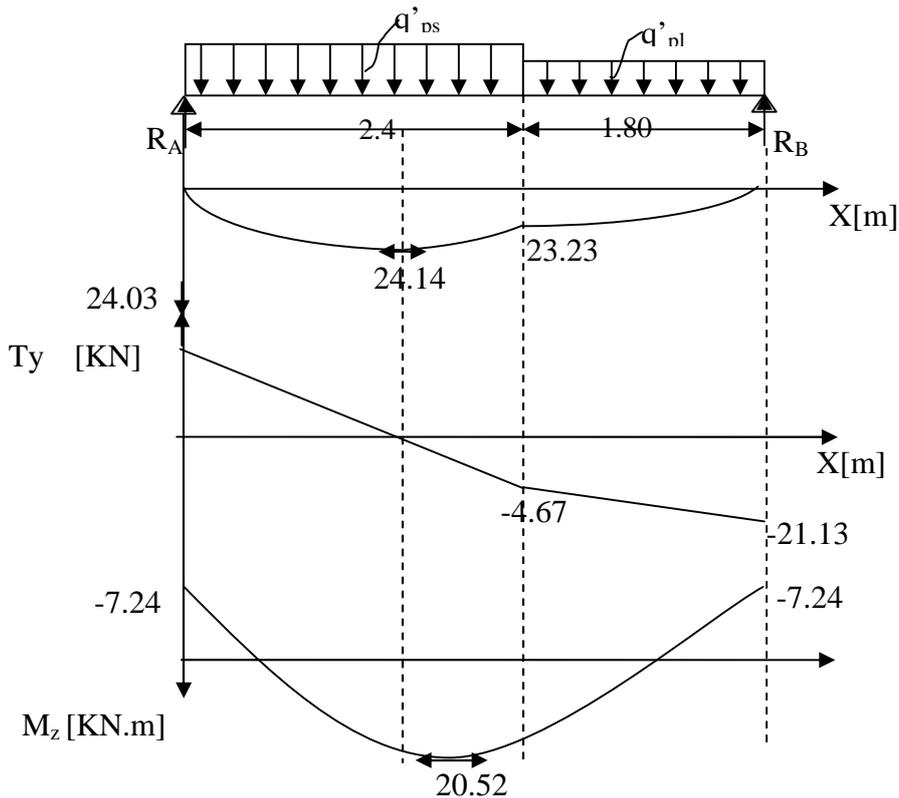
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.00\text{m}$ d'où $M_Z^{\text{max}} = 24.14 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\text{max}} = 24.14 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\text{max}} = -7.24 \text{ KNm}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\text{max}} = 20.52 \text{ KNm}$

VI.4. Diagramme des efforts :



VII. Vérification à l'ELS:**VII.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

VII.2. Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.52}{100 \times 18} = 0.14$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0.938 \Rightarrow \rho_1 = 3(1 - \rho_1) = 0.186 \quad K = \frac{\rho_1}{15(1 - \rho_1)} = 0.0152$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\rho_1 \times d \times A_a} = \frac{7.24 \times 10^6}{0.938 \times 180 \times 252} = 170.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0152 \times 170.16 = 2.58 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0.899 \Rightarrow \rho_1 = 3(1 - \rho_1) = 0.303 \quad K = \frac{\rho_1}{15(1 - \rho_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\rho_1 \times d \times A_t} = \frac{20.52 \times 10^6}{0.899 \times 180 \times 565} = 224.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 224.44 = 6.51 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3. Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} < \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \quad \frac{20.52}{10(24.14)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(11.96 ; 9.14) = 9.14 \text{ kN/mL}$

E : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 21525.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10.33)^3 + (9.67)^3 + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2$$

$$I = 71870.22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.96 \times 10^3 \times (4.20)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 71870.22 \times 10^{-8}} = 0.62 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

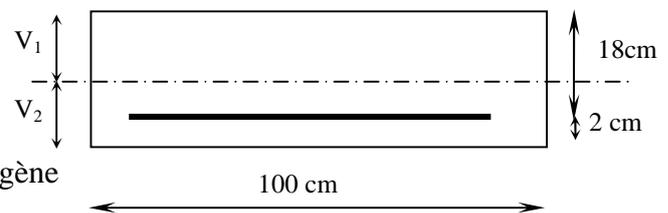


Figure III.28

Poutre palière

I. Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.55m.

II. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

On opte pour un $b = 25\text{ cm}$.

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

III. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2$

Tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 2.86 / 2 = 3.37\text{KN/ml}.$$

$$G = G_{\text{mur}} + G_p = (3.37 + 1.875) = 5.25\text{KN/ml}.$$

L'effort tranchant à l'appui B :

$$\text{ELU : } T_u = 34.8\text{KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 24.03\text{KN}$$

IV. Calcul à L'ELU :

IV.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

Le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 5.25 + \frac{34.80}{1\text{ ml}} = 41.89\text{KN/ml}.$$

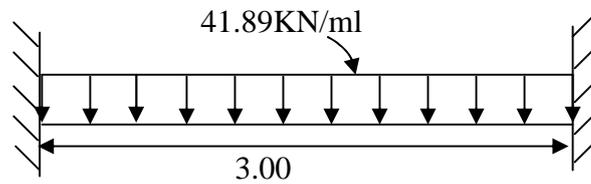


Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{41.89 \times 3.00^2}{8} = 47.13 \text{ kN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_{u \max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{41.13 \times 3.00}{2} = 61.70 \text{ kN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -14.14 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 40.06 \text{ kN.m}$$

IV.2. Diagramme de M et T :

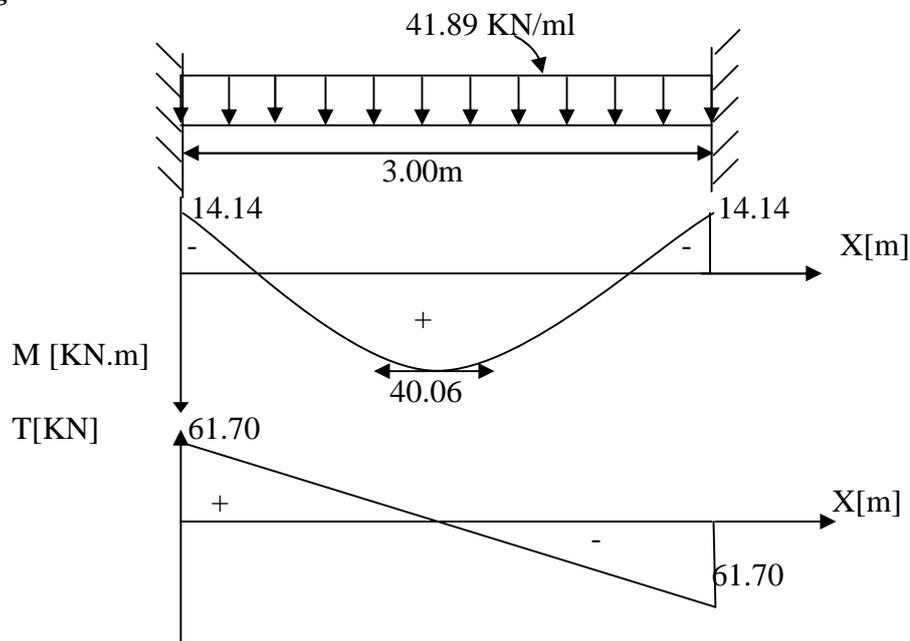


Diagramme des efforts internes

IV.3. Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.06 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.155$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.155 \Rightarrow \gamma = 0.915$$

$$A_t = \frac{M_t}{d_{st}} = \frac{40.06 \times 10^3}{0.915 \times 27 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2.$$

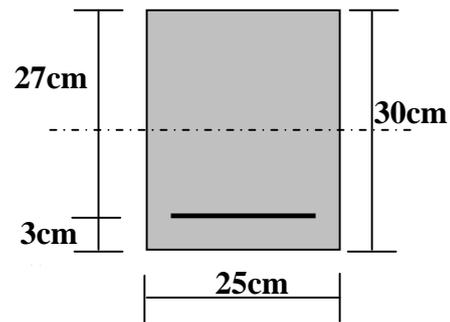


Figure III.30

- Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.14 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$u_b = 0.05 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.05 \Rightarrow \gamma = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{d_{st}} = \frac{14.14 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$A_{acierl} = \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$4.62 + 3.39 = 8.50 \text{ cm}^2 > 3.75 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

V. Vérifications :

V.1. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > 0.82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.35 > 0.82 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34.80 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.52\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \tau_{se} = \tau_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n f = 3.14(4 \times 14) = 175.84\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.80 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 175.84} = 0.91\text{MPa} < \tau_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

V.4. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0.6 \tau_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.83\text{mm} = 49.83\text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } = 50\text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

V.5. les armatures transversales :

$$w_t = \frac{w}{3} = \frac{14}{3} = 4.67\text{mm} \quad \text{On prend } w_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(14, 25, 8.57)\text{mm}$$

$$t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12, 30 \right) = \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 14, 30 \right) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 6\text{cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 12\text{cm}.$$

VI. Etat limite de service L'ELS :

VI.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 5.25 + \frac{24.03}{1 \text{ ml}} = 29.28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{29.28 \times (3.00)^2}{8} = 32.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{29.28 \times 3.00}{2} = 43.92 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -9.88 \text{ KN.m} \quad M_{st} = (0.85) \times M_{os} = 28 \text{ KN.m}$$

VI.2. Diagramme de M et T :

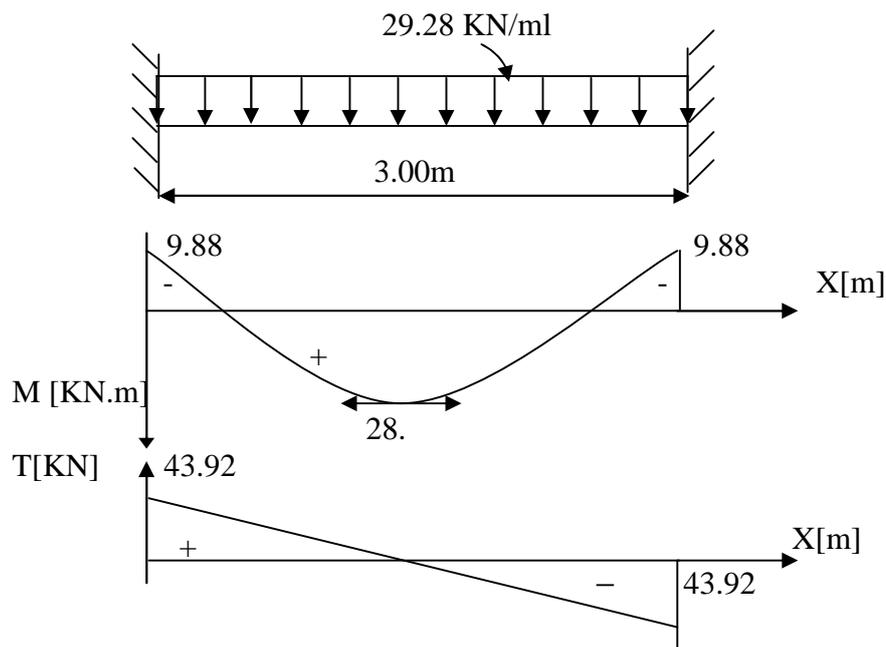


Diagramme des efforts internes

IV.3. Vérification des contraintes:

IV.3.1. Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$i = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.35 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.35 \\ i = 0.908 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{i \times d \times A_a} = \frac{9.88 \times 10^6}{0.908 \times 270 \times 2.35 \times 10^2} = 171.49\text{MPa} < \sigma_s^{\text{lim}} = \frac{f_e}{s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 171.49 = 4.29 \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$i = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{25 \times 27} = 0.911 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 22.04 \\ i = 0.865 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{i \times d \times A_t} = \frac{28 \times 10^3}{0.865 \times 27 \times 6.15} = 194.94\text{MPa} < \sigma_s^{\text{lim}} = \frac{f_e}{s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.045 \times 194.994 = 8.77 \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.0862 > \frac{28}{10(32.94)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{25 \times 27} = 0.0091 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

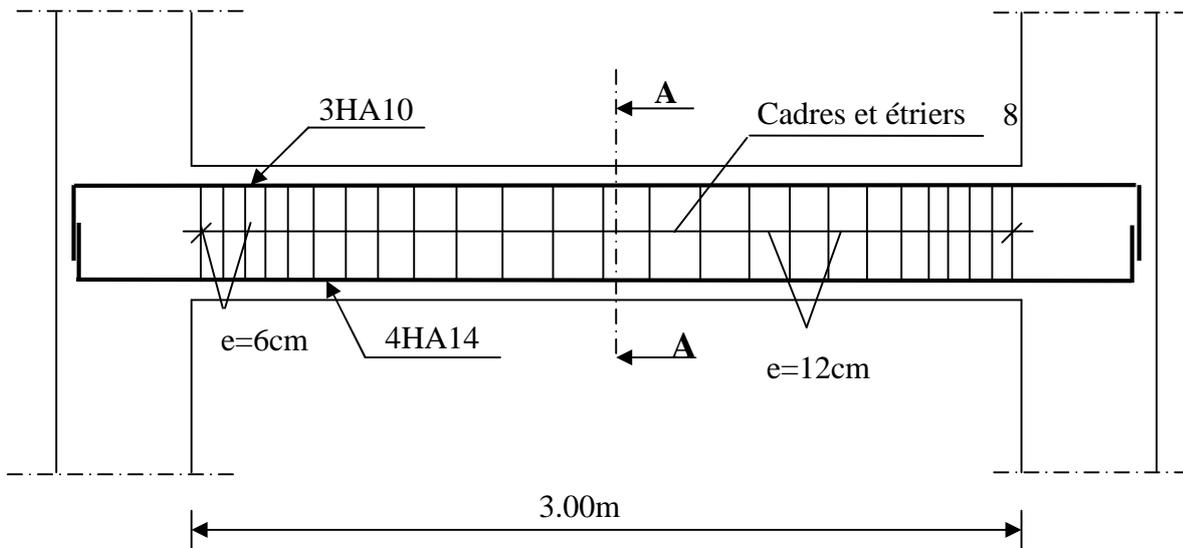


Figure III.31 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

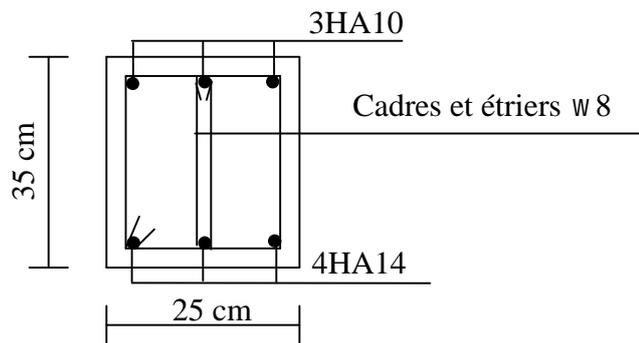


Figure III.32 : Coupe A-A

CHAPITRE IV

Modélisation et vérification des exigences de RPA

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**

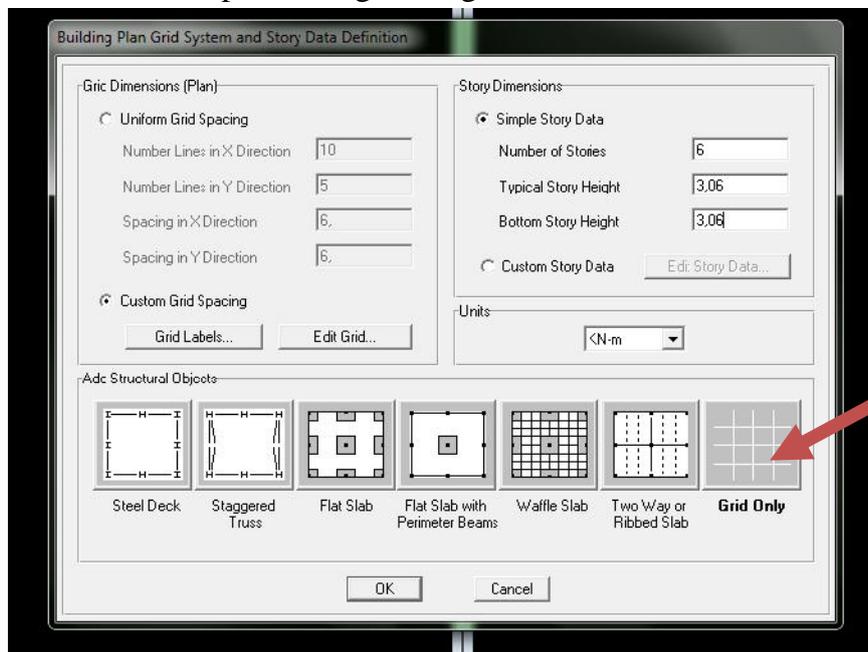
1) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



2) Géométrie de base

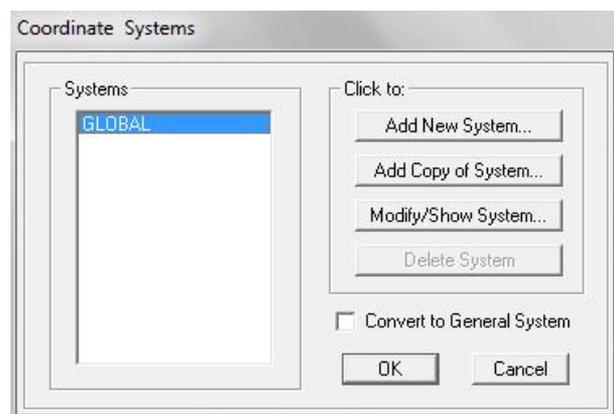
En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

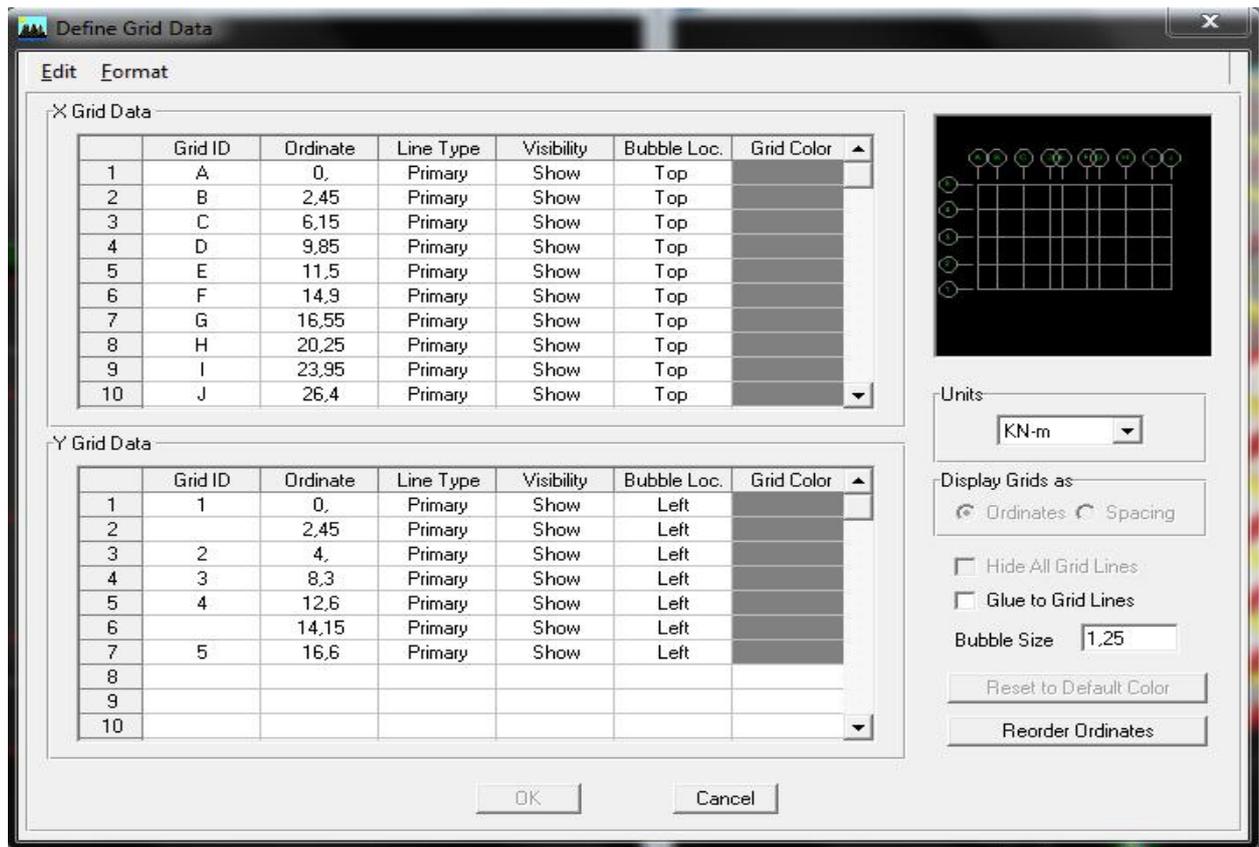


En choisissant **Grid Only** pour avoir uniquement les lignes de construction

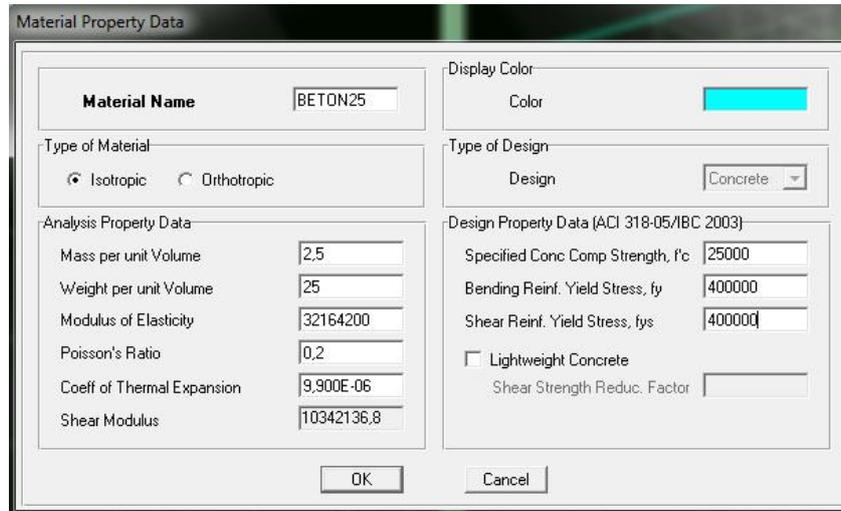
on définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).

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 Story, insert story** on aura les fenêtres si dessous ;



The dialog box 'Material Property Data' is used to define material properties. It contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON25
- Display Color:** Color (Cyan)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 10342136.8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

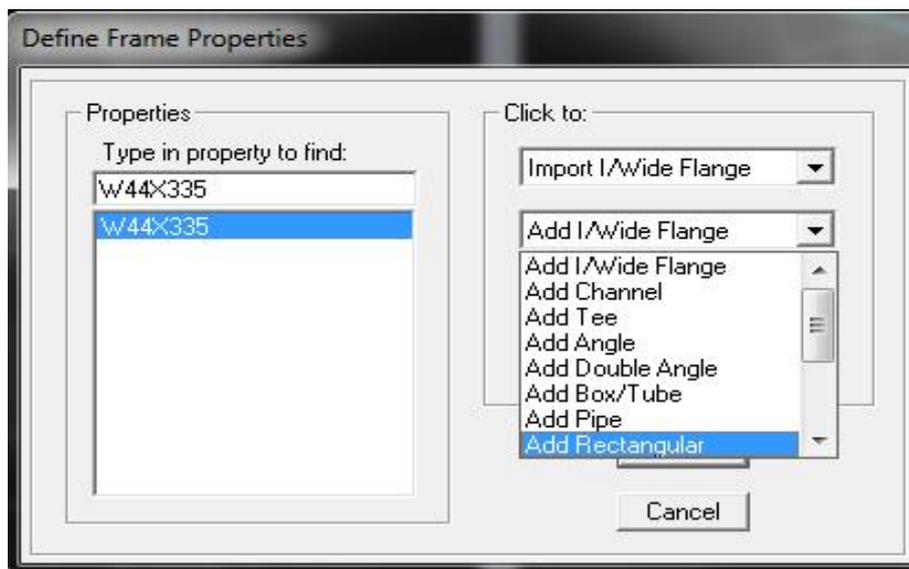
• Etape 3 :

dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,...)

Définition des poteaux et poutres:



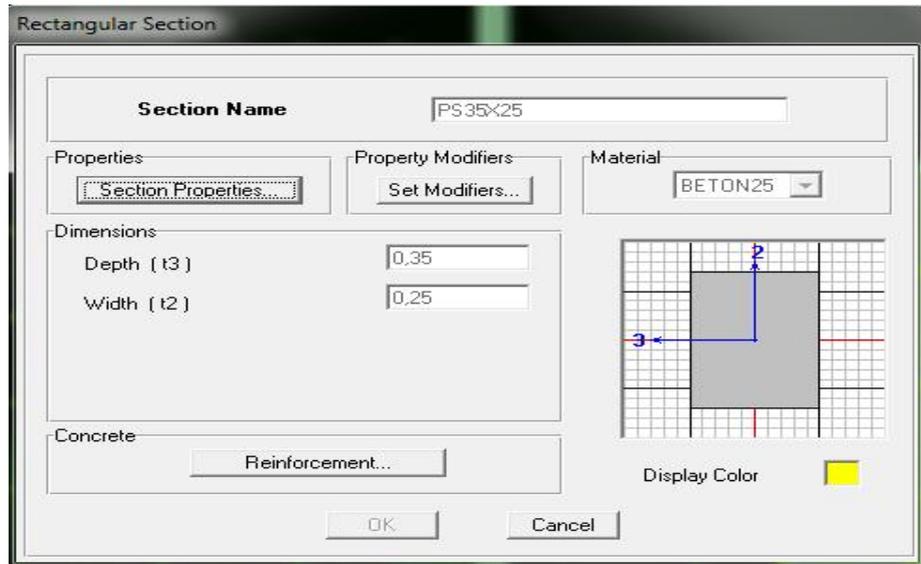
« add rectangular » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous



The dialog box 'Define Frame Properties' is used to select a frame section. It contains the following fields and options:

- Properties:**
 - Type in property to find: w44x335
 - Search results: w44x335 (highlighted)
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange
 - Add I/Wide Flange
 - Add I/Wide Flange
 - Add Channel
 - Add Tee
 - Add Angle
 - Add Double Angle
 - Add Box/Tube
 - Add Pipe
 - Add Rectangular (highlighted)

Button: Cancel



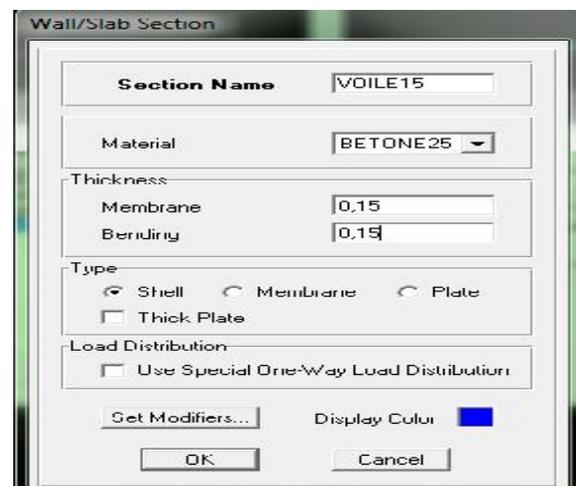
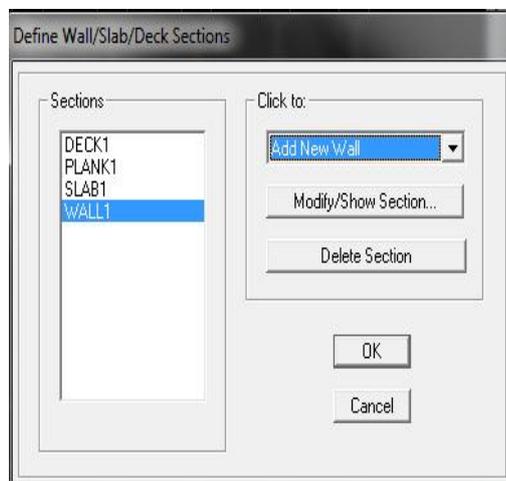
Après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

Define, wall/slab/deck section

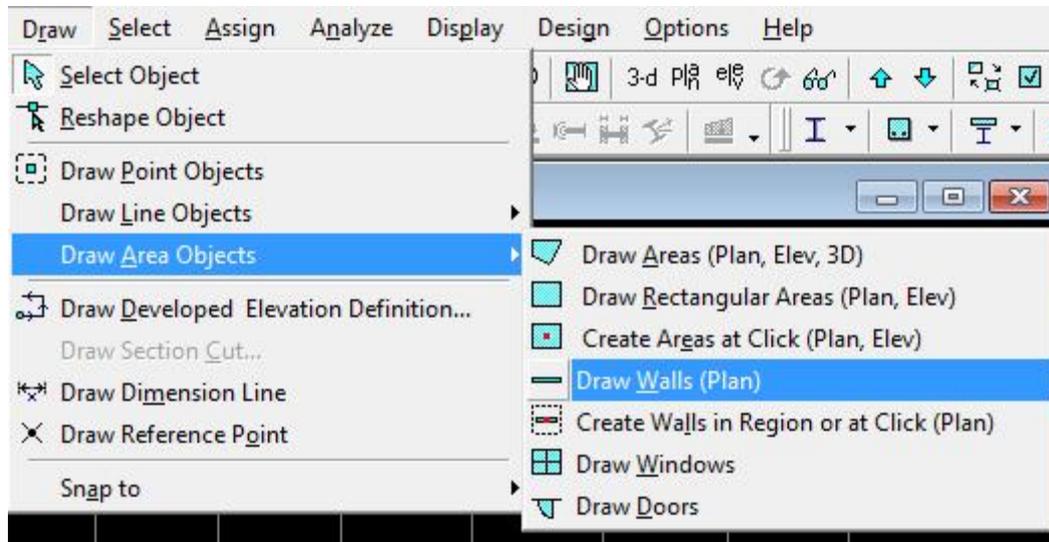
wall(Voile) : slab (Dalle pleine); deck (plancher)

Dans la boîte de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de contreventement :

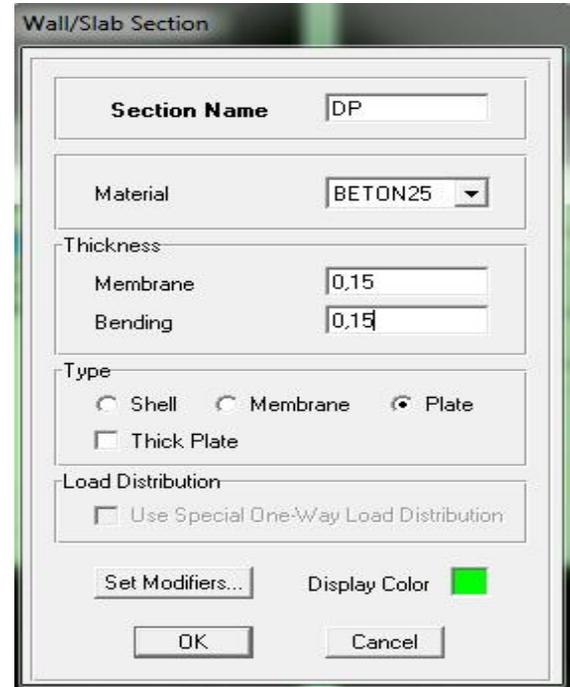
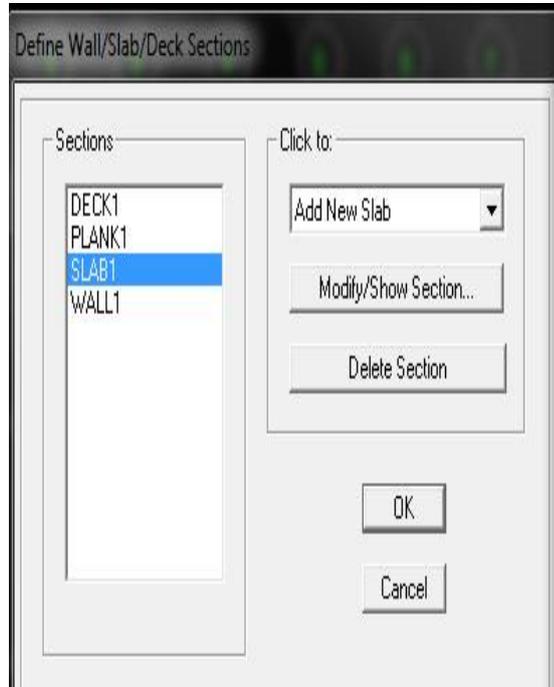


Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur **draw** → **draw** → **area objects**

Exemple :

On va créer notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2^{ème} point

Type of Area	Pier
Property	VOILE15
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

Dalle pleine :

- Pour les dalles pleine de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionné sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

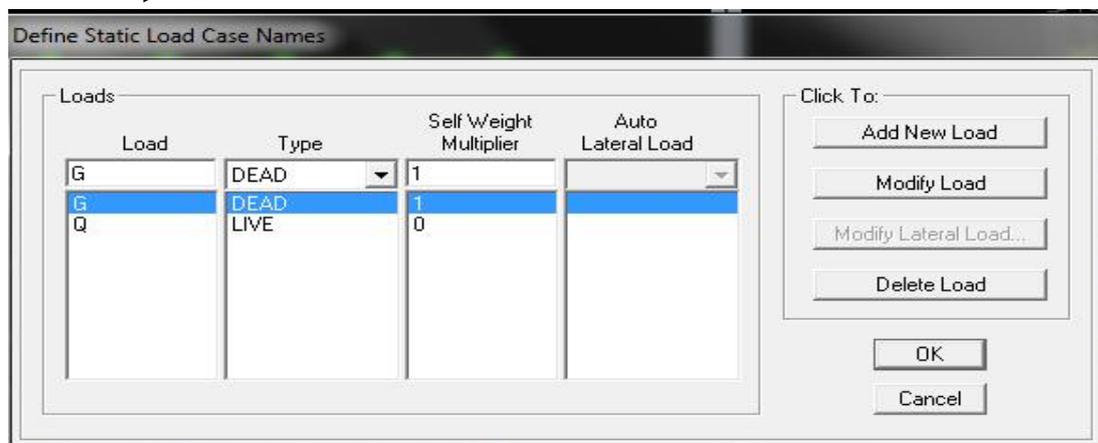
- **Etape 4 :**

- définition des charges appliquées à la structure modélisée

1) Charge statique (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q). Pour les définir nous allons suivre les procédés suivant :

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 les 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 le **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 :

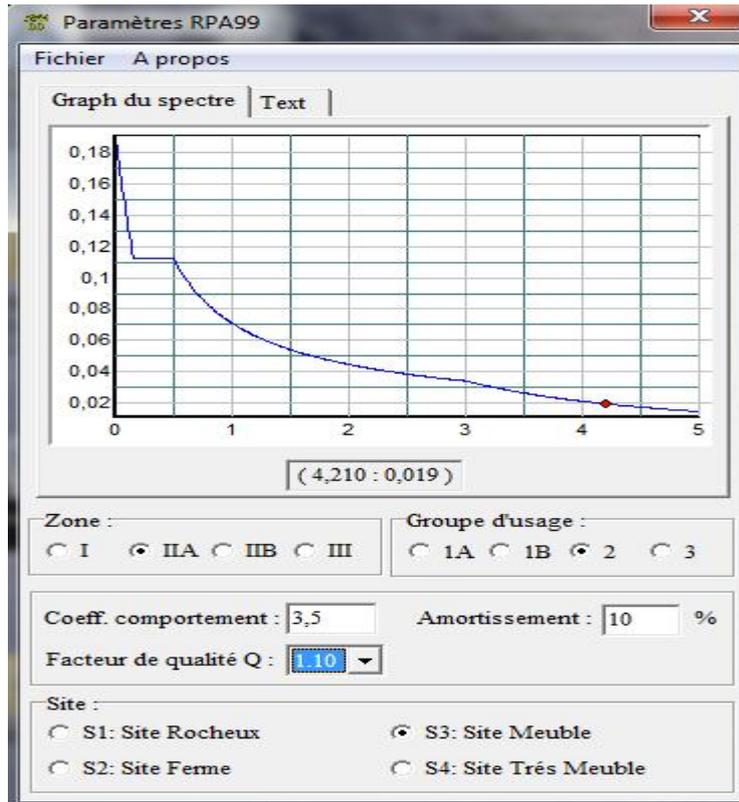
$$Q=1+\sum Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon que les critère de qualité q "est satisfait ou non"

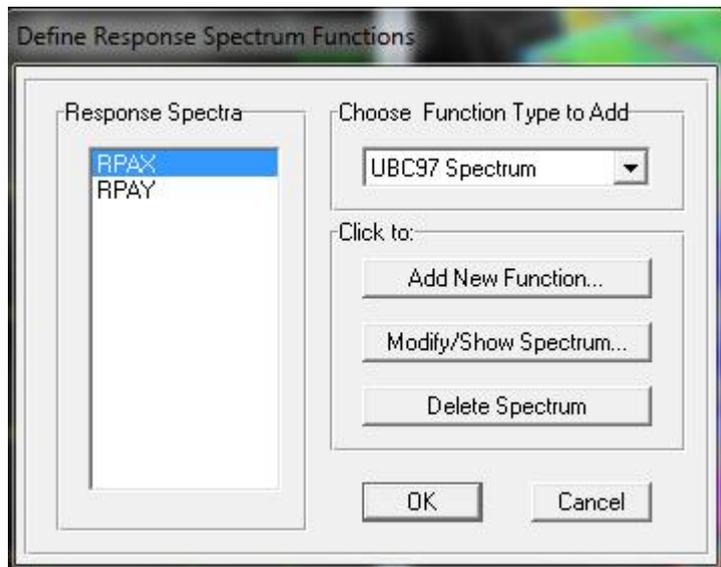
Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1.10**



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 fonctions...**



Function Name (nom du spectre) : RPAX

Function Name (nom du spectre) RPAY

Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPAX Function Damping Ratio: 0.10

Function File:

Header Lines to Skip:

Values are: Frequency vs Value Period vs Value

Function Graph

(1.1858, 3.3E3)

Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPAY Function Damping Ratio: 0.10

Function File:

Header Lines to Skip:

Values are: Frequency vs Value Period vs Value

Function Graph

(1.7747, 0.048)

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%

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping
Damping 0,10

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	10
U2		
UZ		

Excitation angle 0

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05
Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping
Damping 0,1

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	10
UZ		

Excitation angle 0

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05
Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Etape5 :

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 selection nous dalles.

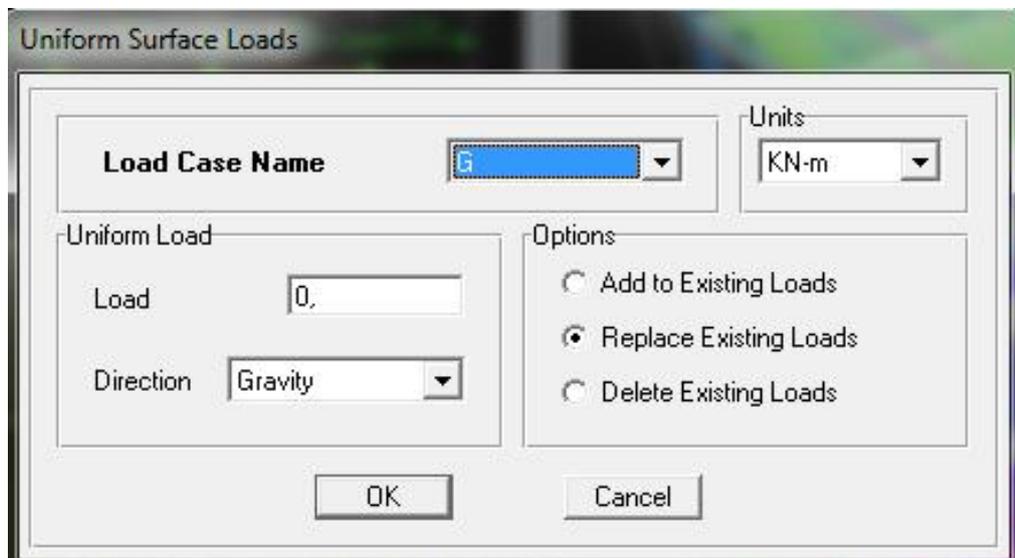
Assing → shell/area → Loads Uniform.

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: $G+Q$

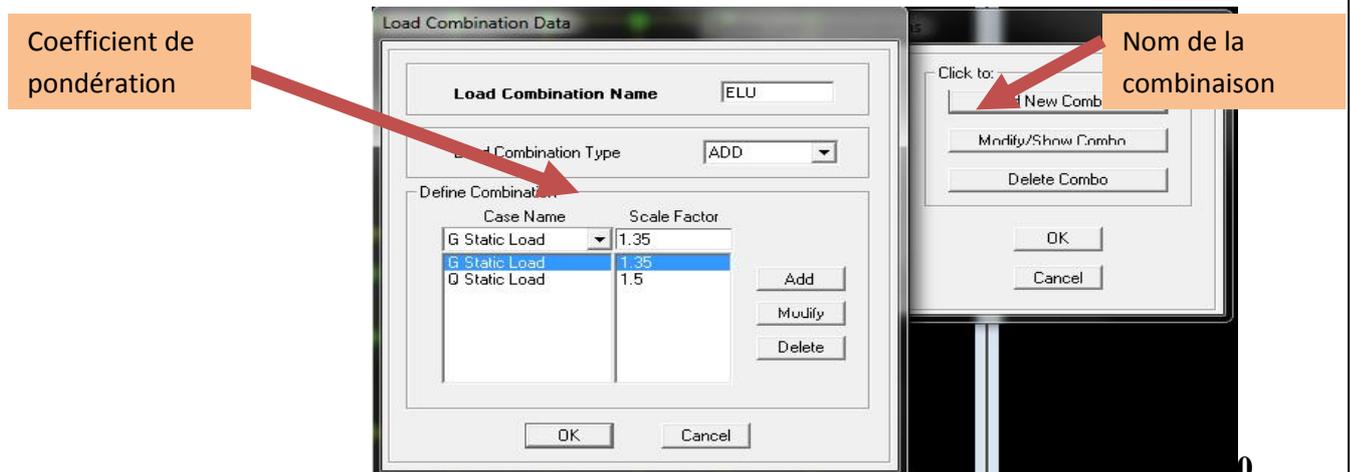
Combinaisons accidentelles du RPA :

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**



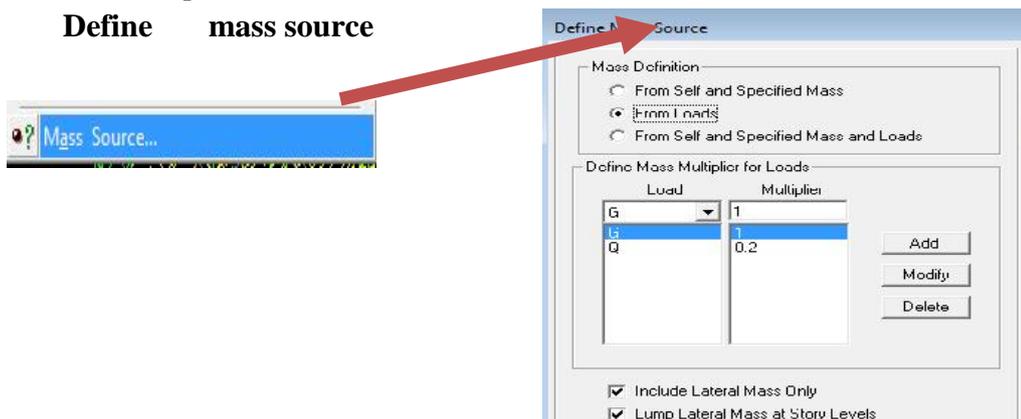
- On reprend la même opération pour les autres combinaisons.

Etape7 :

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define mass source



• **Etape8 :**

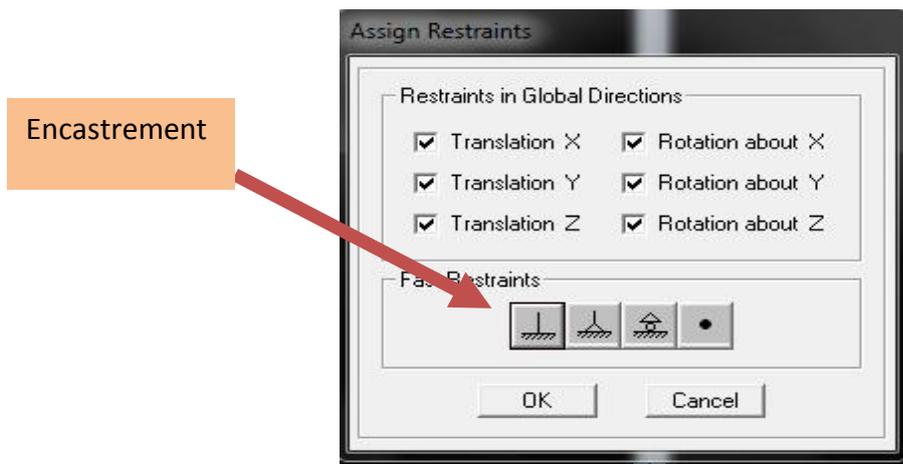
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

➤ **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'icone de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

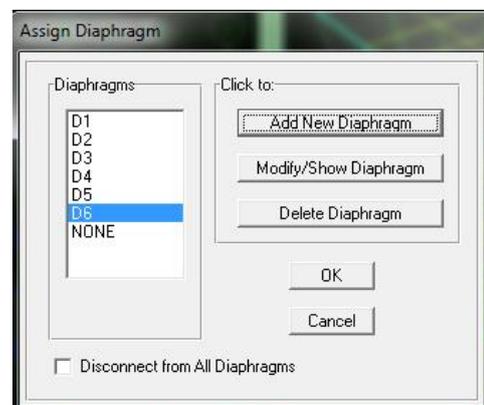
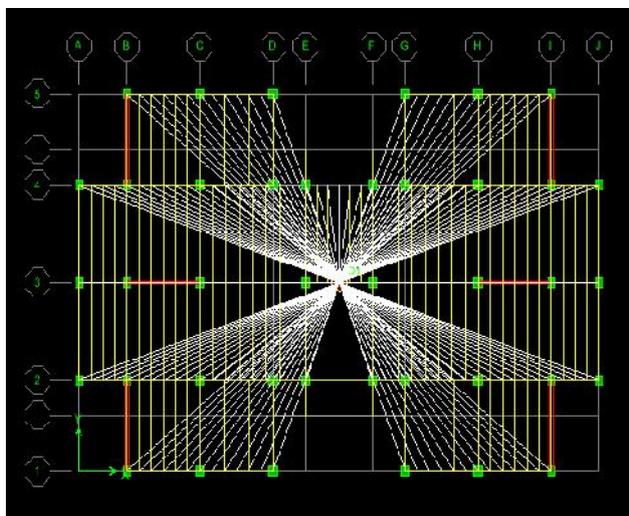


➤ **Les diaphragmes :**

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**



Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider

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** ».

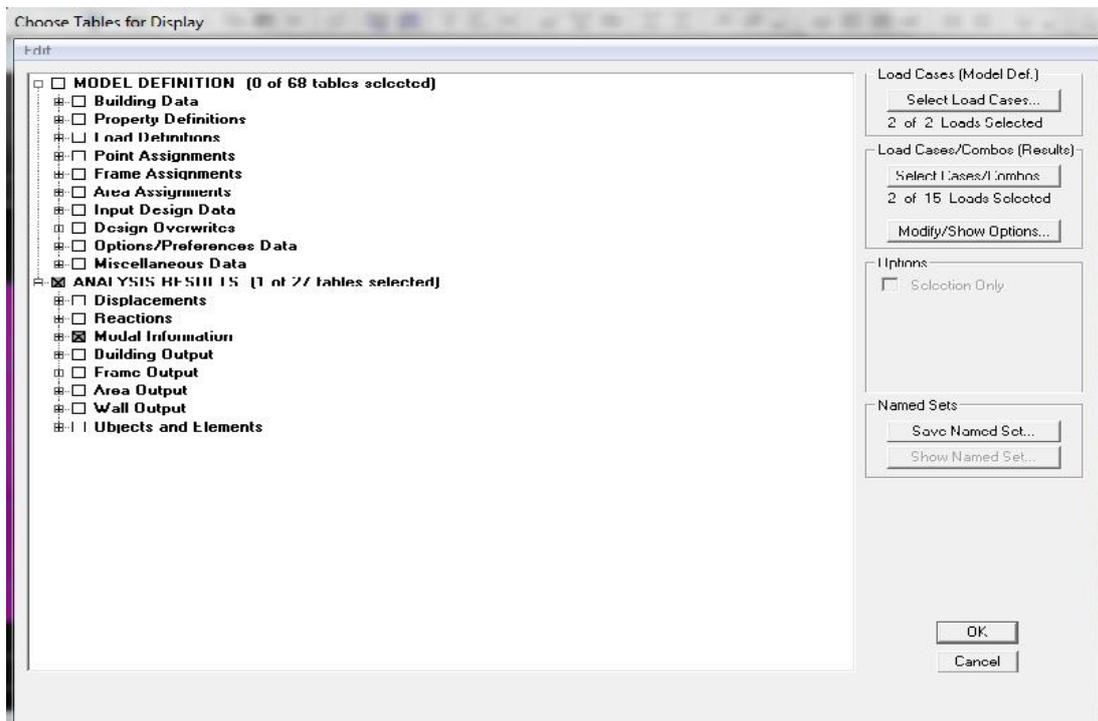


Figure.IV.1 Choix des tableaux à afficher

➤ Déformée de la structure :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **show Deformed Shape** () pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :

Il faut spécifier le cas de chargement **G**

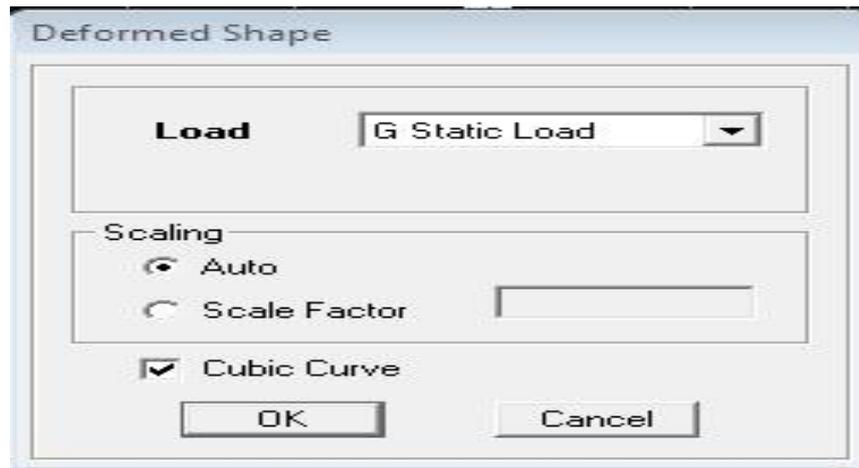


Figure. IV.2 déformation sous G

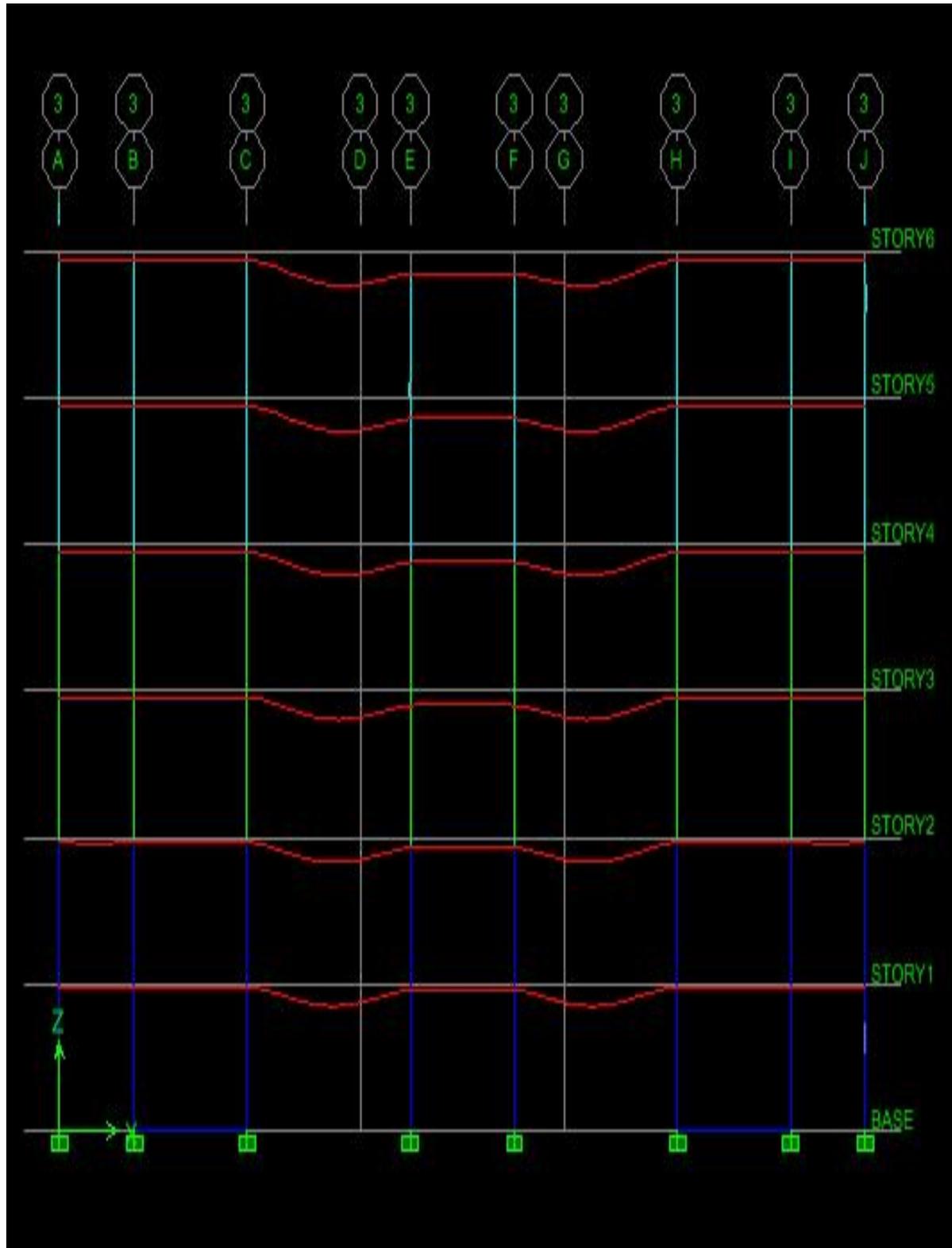


Figure.IV.3: Déformée de la structure sous G

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 de chargement.
- cocher **Réactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

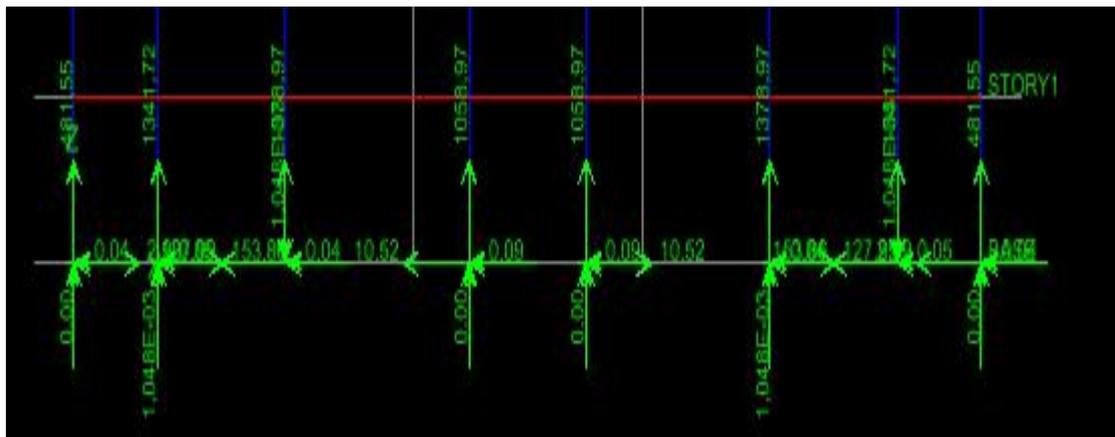
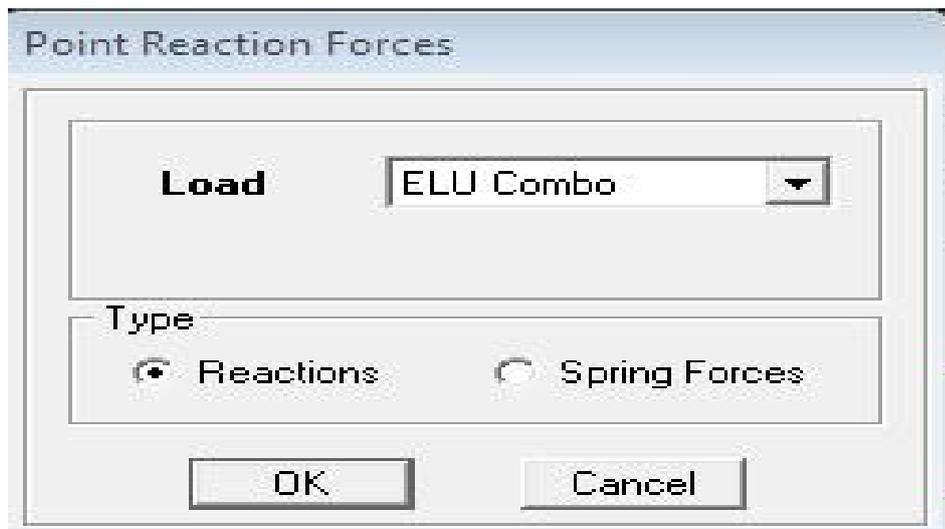


Figure.IV.4 :Les réactions à la base de la structure à L'ELU

- **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 fenetre 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 flichissant (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
- pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche Show values on diagram

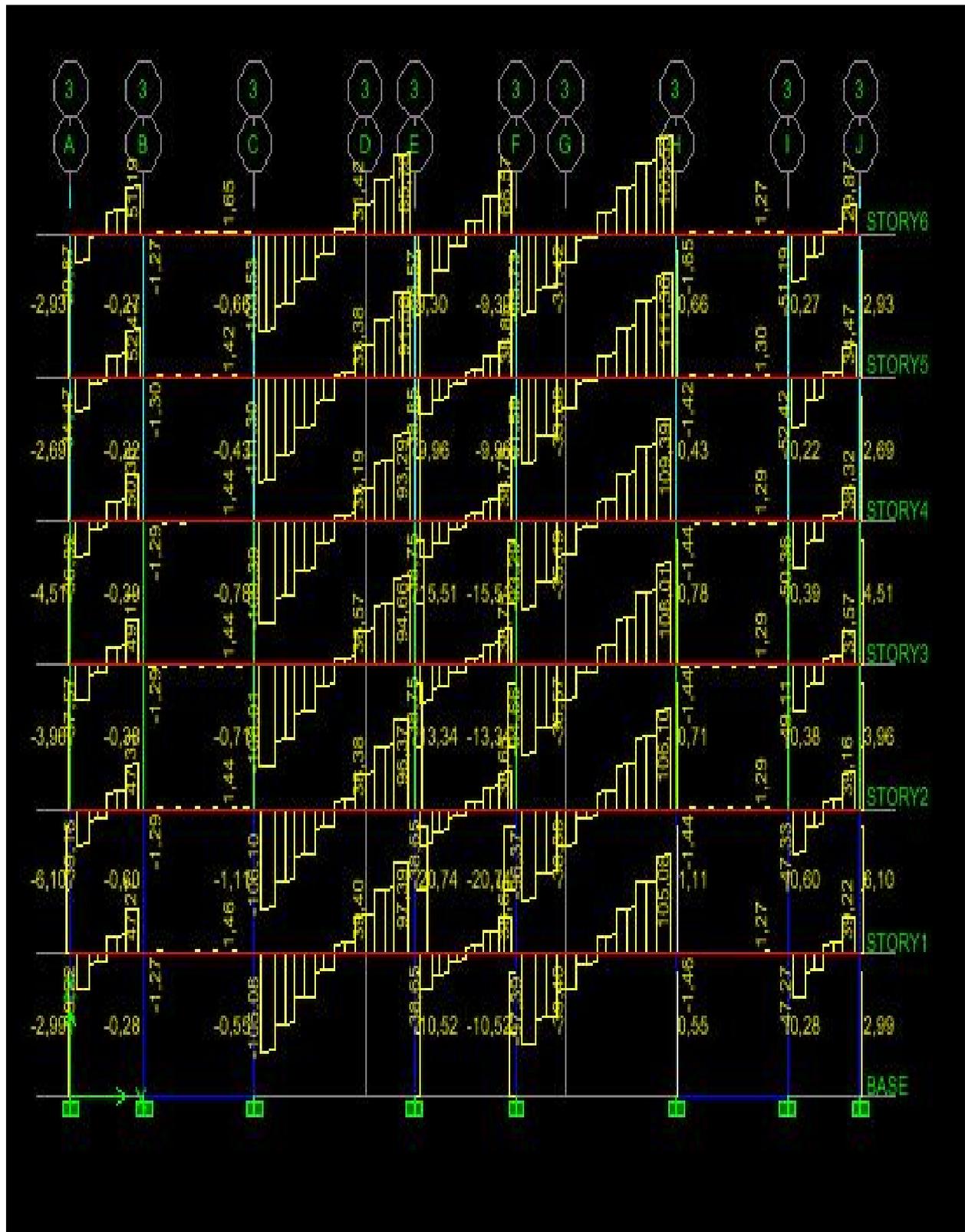


Figure.IV.5: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

- **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 **Élément 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 « **Déplacements** »

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 .

Etape 9

IV.3 Vérification des résultats selon les exigences du RPA99version 2003

IV.3.1 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

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

(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

$$\frac{Nd}{Bc.f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1078.66}{40^2 \times 25} = 0.27 \leq 0.3$$

mode	periode	ux	uy	uz	sumx	sumy	sumz
1	0.450841	70.4146	0	0	70.4146	0	0
2	0.377351	0	68.4227	0	70.4146	68.4227	0
3	0.319752	0	0	0	70.4146	68.4227	0
4	0.117773	19.3626	0	0	89.7772	68.4227	0
5	0.085617	0	21.3588	0	89.7772	89.7815	0
6	0.074538	0	0	0	89.7772	89.7815	0
7	0.055255	6.5772	0	0	96.3544	89.7815	0
8	0.388500	0	6.7095	0	96.3544	96.4910	0

IV.3.2 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint 90% à partir Du 7^{ème} mode, pour le sens x=96.3544% et le 5 mode pour le sens y=96.4910%.
Donc la condition de RPA est vérifiée.

IV.3.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003) :

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 $V_D \geq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids totale de la structure : 18548.660 KN

Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient A est donné par le tableau (4.1RPA99/version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas on est en **Zone IIa Groupe 2** donc **A=0.15**

Coefficient de comportement global de la structure R :

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA/ Version 2003) en fonction du système de contreventement (portique contreventée par des voiles) donc **R=3.5**

Facteur de qualité Q : $Q=1+\sum_1^5 Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ,sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA 99/Version 2003) .

Critères q	Observé/non	P _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.05
2. redondance en plan	oui	0.05
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau IV.1 : valeur des pénalités à retenir suivant l'axe X

On aura donc : $Q_x = 1 + (0.5 + 0.5 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.10$ $Q_x = 1,10$

Critères q	Observé/non	P _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.00
2. redondance en plan	oui	0.05
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau IV.2 : valeur des pénalités à retenir suivant l'axe Y

On aura donc : $Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.5 + 0 + 0 + 0) = 1$ \longrightarrow $Q_y = 1,05$

Facteur d'amplification dynamique de la structure D:

Il est en fonction de:

La catégorie du site

Facteur de correction d'amortissement (η)

La période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \dots\dots\dots & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99)

Le bâtiment est réalisé sur un sol ferme de site 3 $T_2 = 0.5s$

η : Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\gamma = \sqrt{7/(2 + \alpha)} \geq 0,7$$

α : pourcentage d'amortissement critique donné par le tableau 4.2(RPA 99/Version 2003

$\alpha = 7\%$ → construction autostable.

$\alpha = 10\%$ → contreventement par voiles.

dans notre cas on prend $\Rightarrow \alpha = 10\%$

$$\eta = 0.76 \quad 0.7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formules empirique à utiliser selon les cas suivants (Art 4-6)

$$T = C_T h_N^{0.75}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (RPA2003), pour notre cas $C_T = 0.05$.

La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS :

T_{etabs} = 0.45s (Mode 1) translation dans le sens (xx).

T_{etabs} = 0.37s (Mode 2) translation dans le sens (yy).

T_{etabs} = 0.31s (Mode 3) rotation.

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05x (18,36)^{3/4} = 0.44 \text{ s}$$

L'article 4.2.4 du RPA version 2003 postule que les valeurs de T, calculée à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{num}} = 1.3x0.44 = 0.57$$

T_{etabs} < T_{num}.....condition vérifiée.

Calcul de la valeur de D :

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = \mathbf{1.90}$$

Paramètre	Valeur
Coefficient de zone A	0.15
Période caractéristique	0.5s
Coefficient Ct	0.05
Facteur d'amplification	1.90
Coefficient de comportement R	3,5
Qx-Qy	1,10-1,05
W(KN)	18548.66
T(s)	0.44
η	0.76

Tableau IV3: Résumés des résultats des paramètres

Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

(Art 4.3.6 RPA 99/Version 2003)

La résultante des forces sismique à la base V_D 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0.8V_s$$

$$V_s = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.10}{3.5} \times 18548.66 = 1661.43 \text{ KN.}$$

Vérification :

Sens xx : 80% $V_{mse} = 1229.14 < V_{Etabs} = 1461.26\text{KN}$ → Condition est vérifiée

Sens yy : 80% $V_{mse} = 1239.14 < V_{Etabs} = 1466.25\text{KN}$ → Condition est vérifiée

Conclusion :

La résultante de s 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_{mse} .

Justification des déplacements latéraux inters étage :

(Art 4.4.3.RPA99/Version 2003) :

D'après le RPA 99/VERSION 2003 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) résultant de la modélisation sur ETABS.

R : coefficient de comportement égale à 4 pour une structure contreventé par des voiles.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.4 : Déplacement inter-étage dans le sens xx'

NIV	UX (δ_{ek}) (m)	R	δ_k (m)	K(m)	1%ht	condition
6	0.0077	3.5	0.0270	0.005	0.0306	vérifiée
5	0.0062	3.5	0.0217	0.006	0.0306	vérifiée
4	0.0046	3.5	0.0161	0.006	0.0306	vérifiée
3	0.0030	3.5	0.0105	0.005	0.0306	vérifiée
2	0.0016	3.5	0.0056	0.004	0.0306	vérifiée
1	0.0006	3.5	0.0021	0.0021	0.0306	vérifiée

Tableau IV.5: Déplacement inter-étage dans le sens yy'

NIV	UY (δ_{ek}) (m)	R	δ_k (m)	K(m)	1%ht	condition
6	0.0054	3.5	0.019	0.004	0.0306	vérifiée
5	0.0043	3.5	0.015	0.004	0.0306	vérifiée
4	0.0031	3.5	0.011	0.004	0.0306	vérifiée
3	0.0020	3.5	0.007	0.004	0.0306	vérifiée
2	0.0010	3.5	0.004	0.003	0.0306	vérifiée
1	0.0003	3.5	0.001	0.001	0.0306	vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatif de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs aux déplacements admissible.

IV3.4.Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$u_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible,

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$u_{\max} = 0.01 \quad f = \frac{19.06}{500} = 0.03812 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Sens longitudinal :

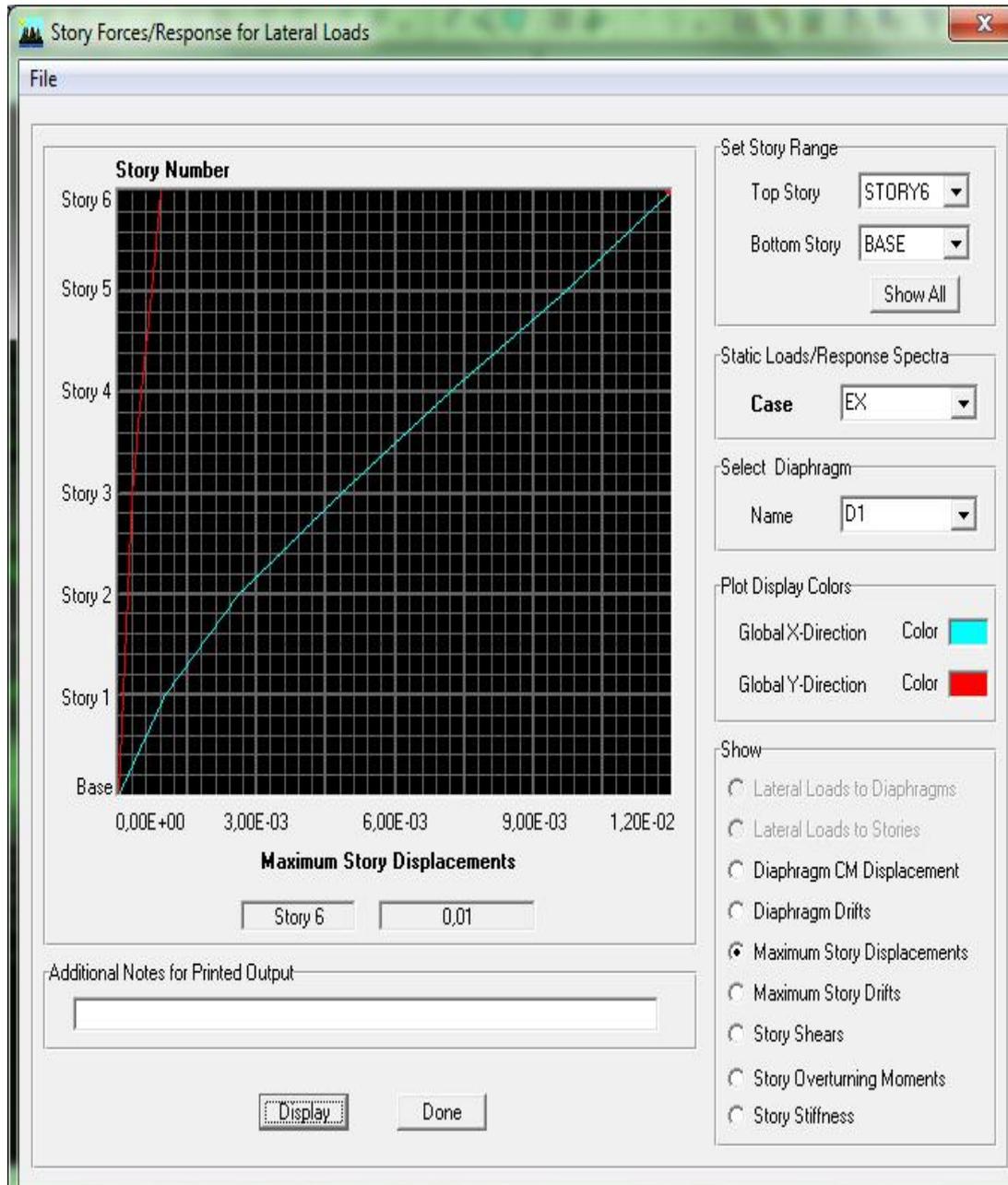


Figure.IV.6: Vérification des déplacements selon Ex

Sens transversal :

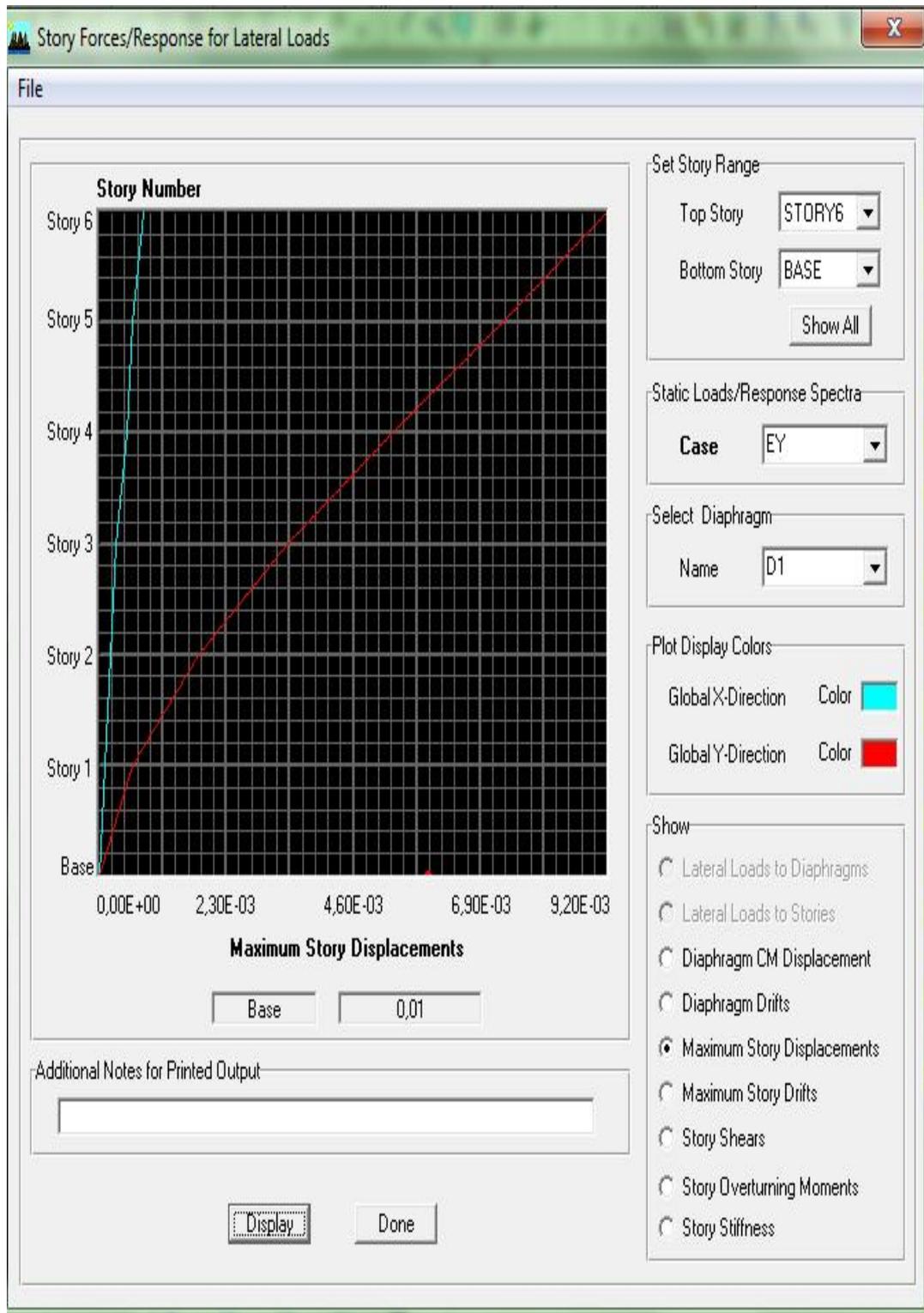


Figure.IV.7: Vérification des déplacements selon E

a) Nombre de modes à considérer :(RPA99/ 03 Art 4.3.4)

- 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.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \bar{N} \text{ et } T_K \geq 0,20 \text{ sec (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=6niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \bar{6} = 7.34)$

Donc : **K= 8** nombre de mode

A. Caractéristiques géométriques de la Structure :

➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X	Y	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _{x1}	e _{y1}
NIVEAU6	2784.296	2784.296	13.20	8.321	13.20	8.299	0	0.022	1.3375	0.8475
NIVEAU5	3051.604	3051.604	13.20	8.280	13.20	8.296	0	-0.016	1.33375	0.8475
NIVEAU4	3094.027	3094.027	13.20	8.280	13.20	8.293	0	-0.013	1.3375	0.8475
NIVEAU3	3144.733	3144.733	13.20	8.280	13.20	8.292	0	-0.012	1.3375	0.8475
NIVEAU2	3194.957	3194.957	13.20	8.279	13.20	8.291	0	-0.012	1.3375	0.8475
NIVEAU1	3279.045	3279.045	13.20	8.300	13.20	8.291	0	0.009	1.3752	0.8475

Tableau IV.6 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_{x1} = 0,05 \times 26,75 = 1,3375$ m.

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_X = CM_X - CM_X \longrightarrow E_X = 0 < 1,3375 & \text{condition vérifiée.} \\ E_Y = CM_Y - CM_Y \longrightarrow E_Y = 0,022 < 1,3375 & \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Justification vis-à-vis de l'effet P-U: (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_K : Effort tranchant de l'étage k,

h_K : Hauteur de l'étage K,

δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le (tableau 5.8)

N I V	sens xx					sens yy			
	Pk	ΔK (m)	VK	VKx hK	μ_x (facteur d'instabilité)	ΔK (m)	VK	VKx hK	μ_x (facteur d'instabilité)
6	2784.296	0.0270	474.21	1451.0826	0.0520	0.019	494.44	1512.9864	0.0310
5	3051.604	0.0217	811.18	2482.2108	0.0267	0.015	818.58	2504.8548	0.0183
4	3094.027	0.0161	1064.12	3256.2072	0.0153	0.011	1052.85	3221.721	0.0106
3	3144.733	0.0105	1252.89	3833.8434	0.0086	0.007	1237.07	3785.4342	0.0058
2	3194.957	0.0056	1385.89	4240.8234	0.0042	0.004	1380.40	4224.024	0.0030
1	3279.045	0.0021	1461.26	4471.4556	0.0015	0.001	1466.95	4488.867	0.0007

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-U

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- La période est vérifiée,
- Le pourcentage de participation massique est vérifié,
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés,
- L'effet du 2^o ordre est vérifié,
- L'excentricité est vérifiée.

Remarque :

Puisque les coefficients $\theta_K < 0.1$ pour chaque niveau K et dans les deux sens on peut donc négliger l'effet P-D dans des éléments structuraux

B. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

❖ Charge horizontal:

Suivant X-X :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,4664	4,2894
End Point	28,1615	4,4959

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,3476	4,3927	0,	0,3993

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1385,8608	9,6583	4,445E-09	1385,8608	9,6583	3,999E-09
Moment	131,6505	18890,2676	6864,0935	131,6344	18887,9601	6864,0935

Close Refresh

Figure.IV. 8: L'effort de la charge E_x repris par l'ensemble

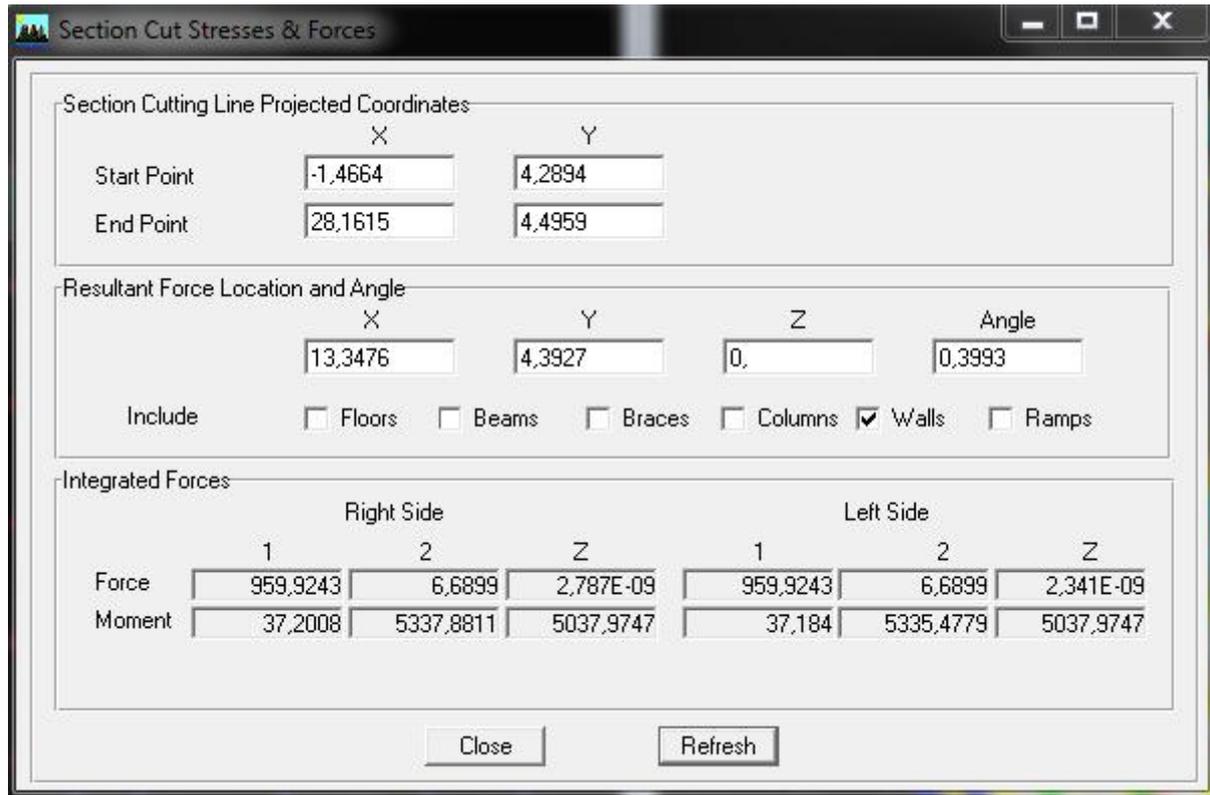


Figure.IV. 9: L'effort de la charge E_x repris par les voiles

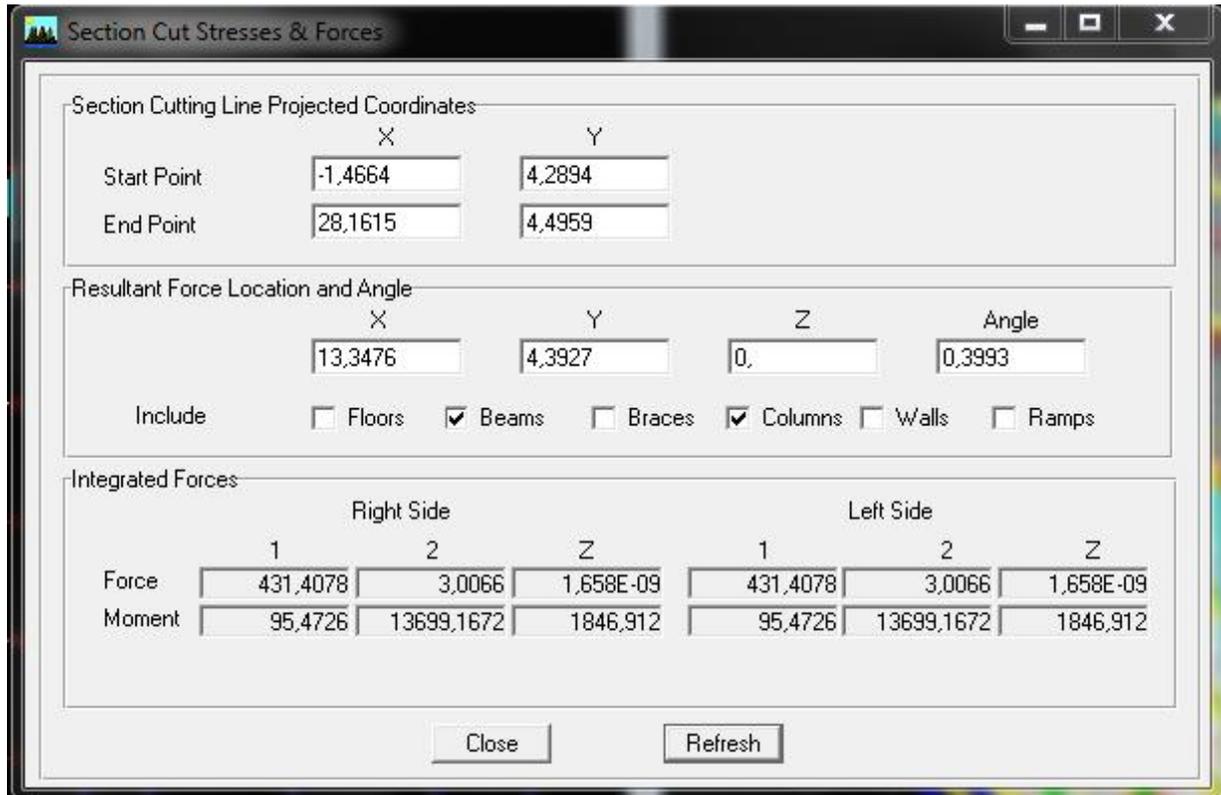


Figure.IV.10: L'effort de la charge E_x repris par les portiques

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 1385.8608KN

Effort repris par les portiques : 431.4078KN

Effort repris par les voiles : 959.9243KN

Conclusion 1 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 31.12%

Les voiles : 69.26%

- **Suivant Y-Y**

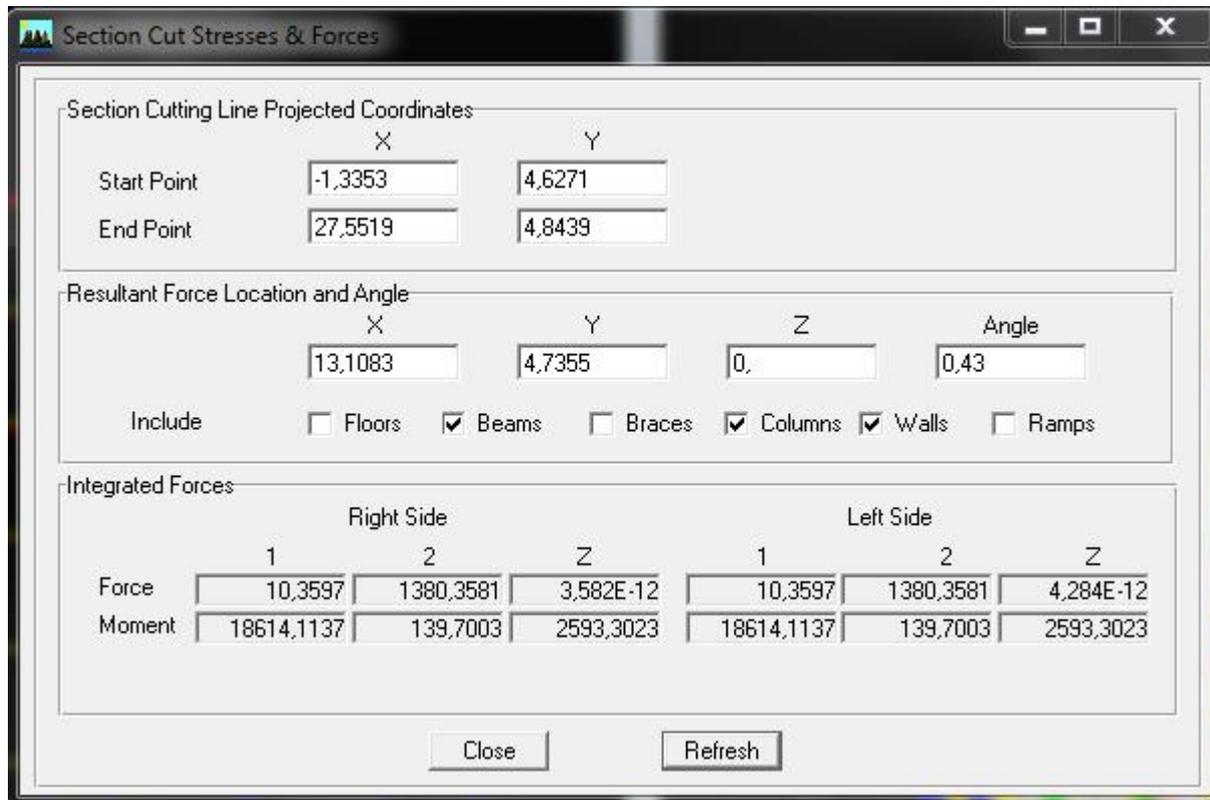


Figure.IV.11: L'effort de la charge E_Y repris par l'ensemble

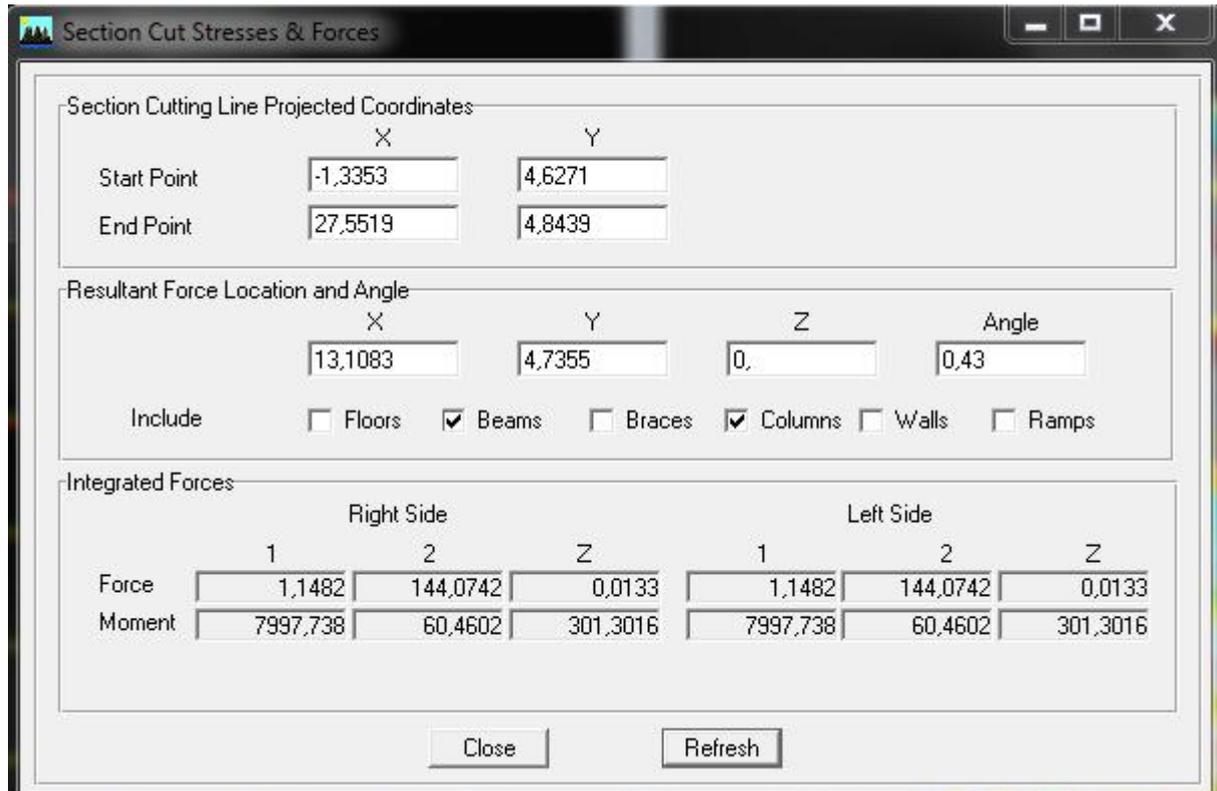


Figure.IV.12: L'effort de la charge E_Y repris par les portiques

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,3353	4,6271
End Point	27,5519	4,8439

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,1083	4,7355	0,	0,43

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	9,3668	1239,1539	0,0133	9,3668	1239,1539	0,0133
Moment	10697,0047	80,721	2292,2638	10697,0047	80,7209	2292,2638

Close Refresh

Figure.IV. 13: L'effort de la charge E_y repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 1380.3581KN

Effort repris par les portiques:144.0742KN

Effort repris par les voiles : 1239.1539KN

Conclusion 2:

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 10.43%

Les voiles : 89.77%

- **Les charges verticales :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,8453	5,2941
End Point	27,339	4,9664

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,2468	5,1303	0,	359,3338

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-11,4369	-0,2292	23551,195	11,4369	0,2292	-22291,838
Moment	74623,982	-8921,74	37,7997	-70625,55	8372,781	-37,7997

Close Refresh

Figure.IV. 14: L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble

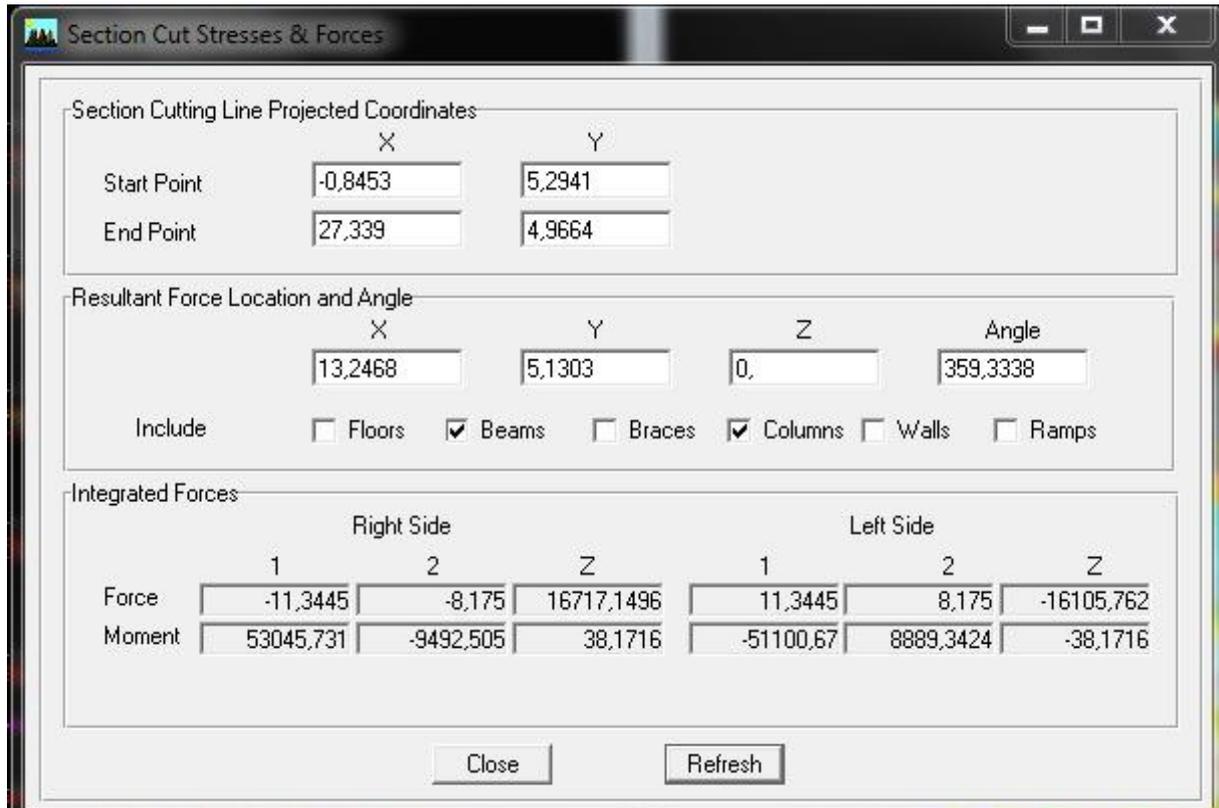


Figure.IV.15: L'effort de la charge verticale repris par les portiques

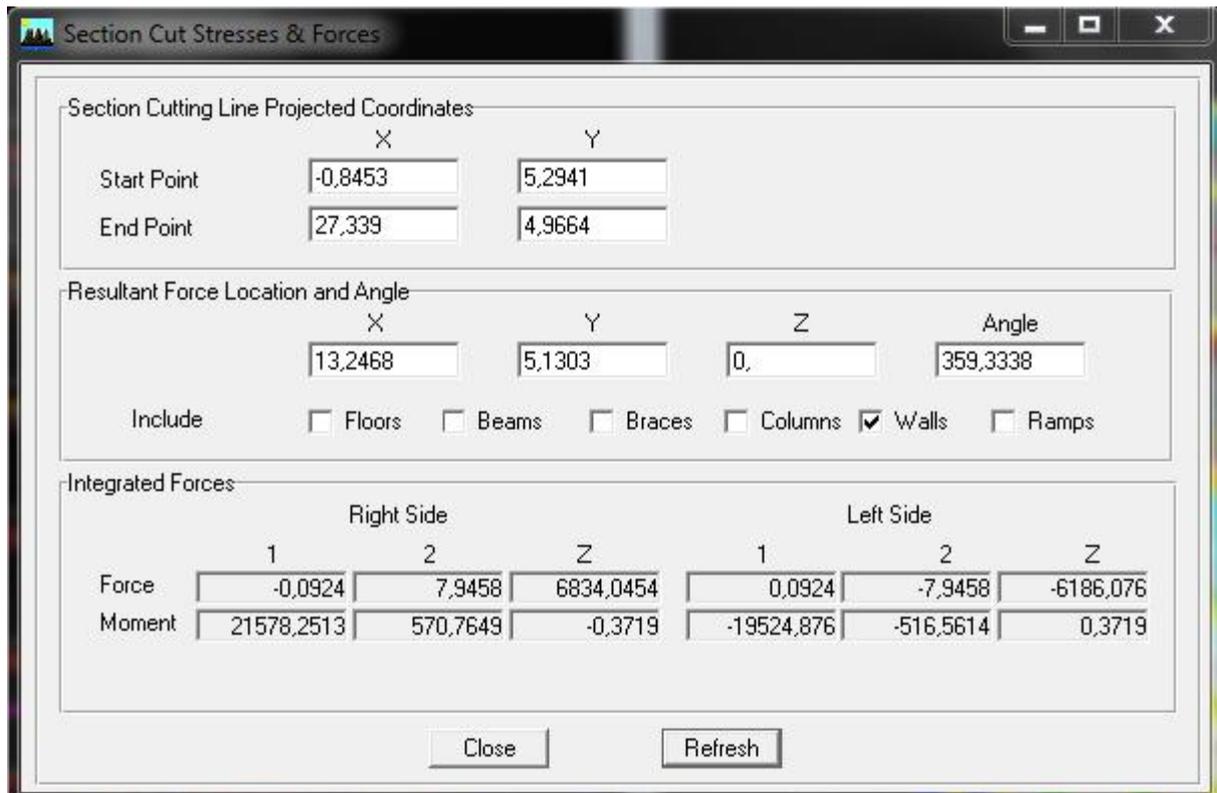


Figure.IV.16: L'effort de la charge verticale repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 23551.195KN

Effort repris par les portiques : 16717.1496KN

Effort repris par les voiles : 6834.0454KN

Conclusion 3 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 70.98%

Les voiles : 29.02%

Les voiles reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales, donc le système de contreventement est un **voile porteur**.

Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct

Les diagrammes

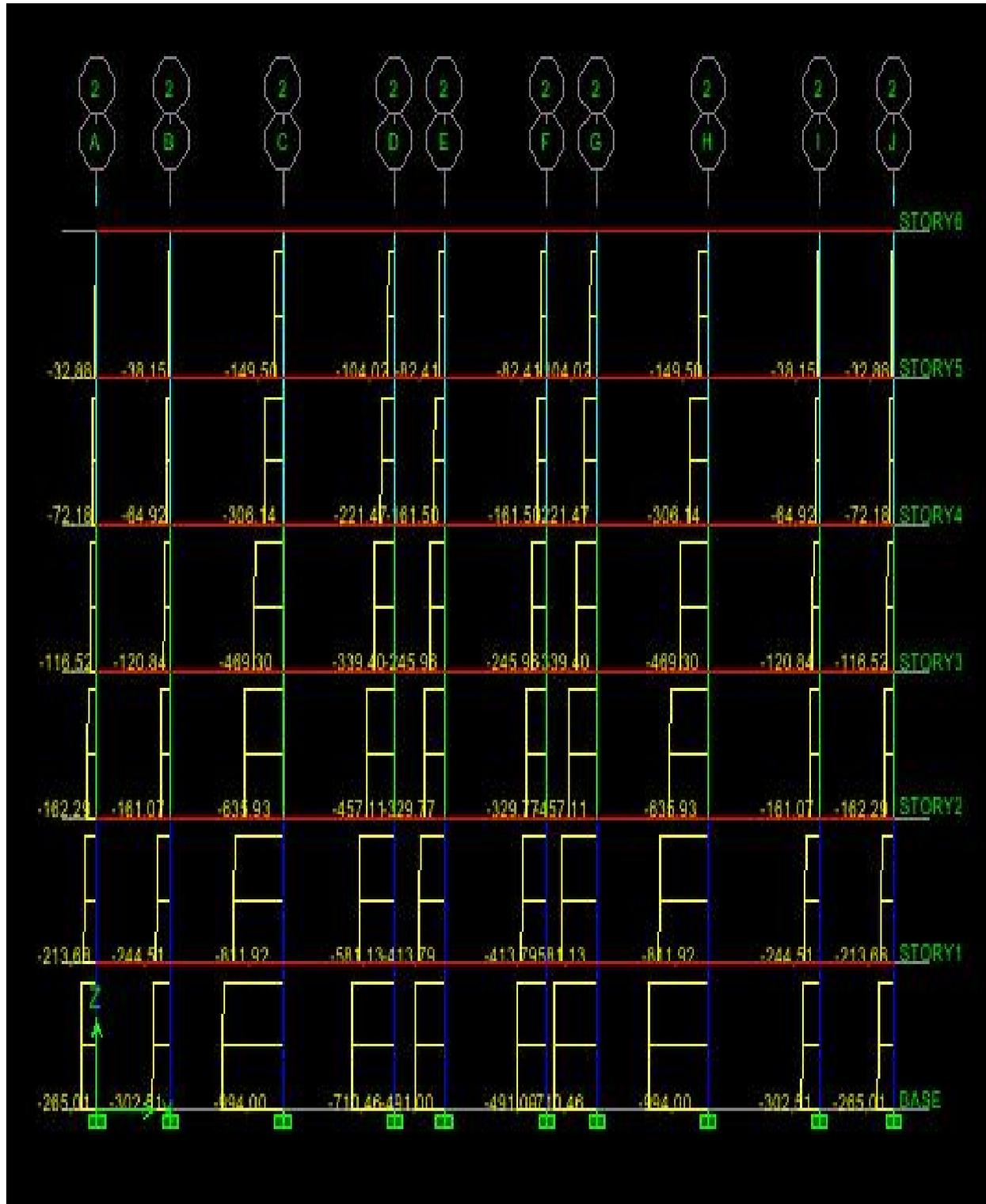


Figure. IV. 17:L'effort normal à l'ELU suivant

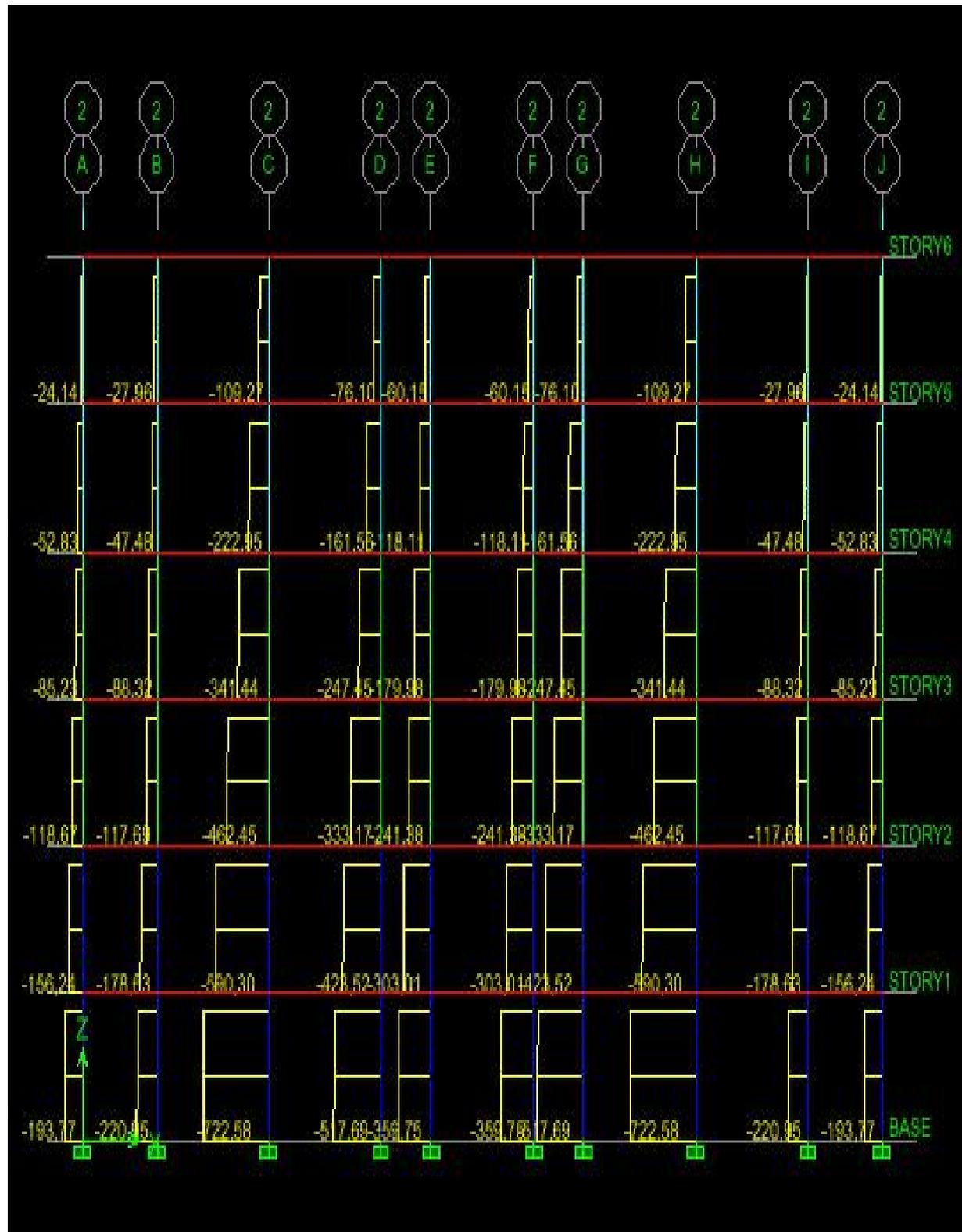


Figure. IV. 18: L'effort normal à l'ELS suivant XX

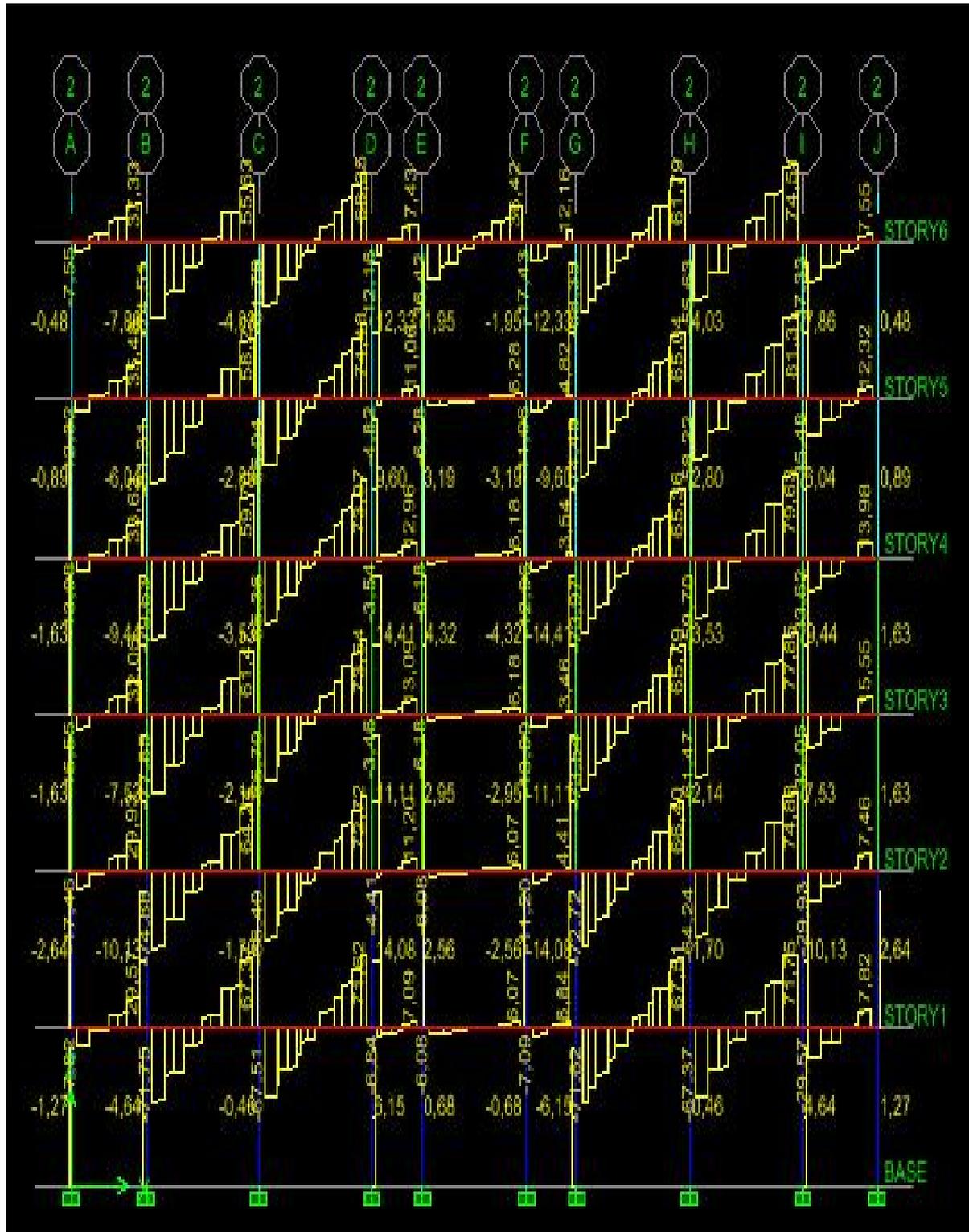


Figure. IV.19 :L'Effort tranchant à l'ELU suivant XX

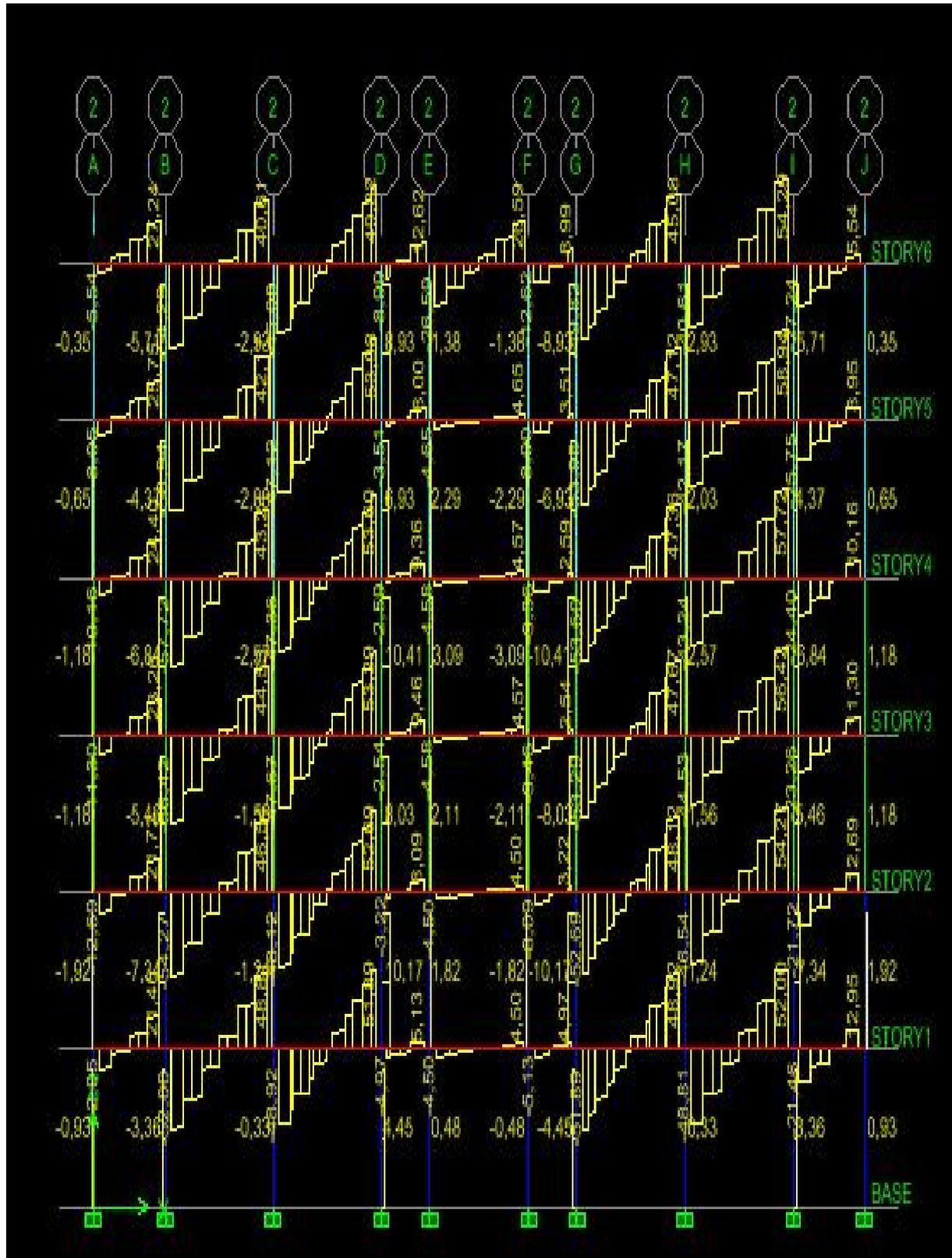


Figure. IV.20 :L'Effort tranchant à l'ELS suivant XX

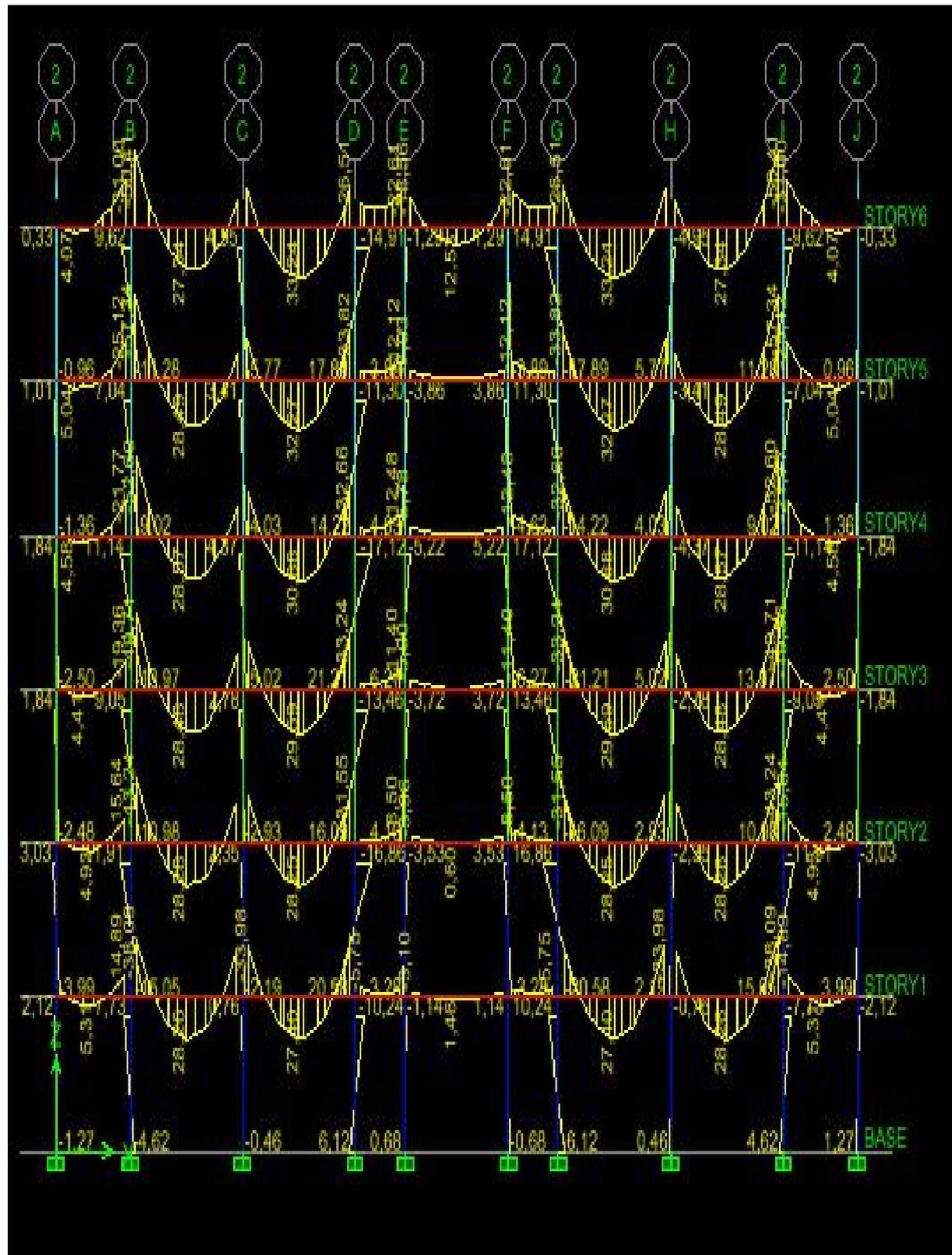


Figure. IV.21: Moment fléchissant à l'ELU suivant XX

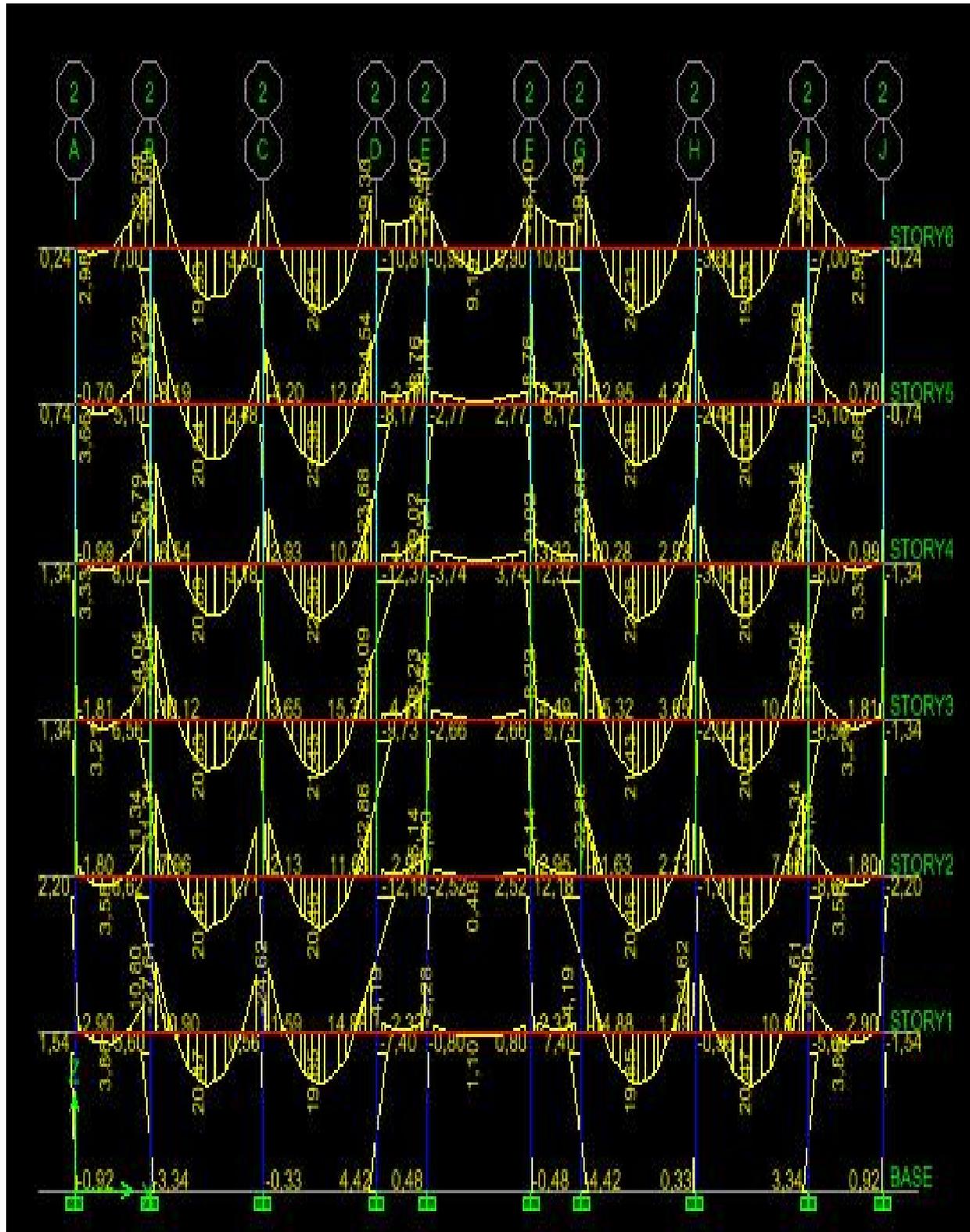


Figure. IV.22 : Moment fléchissant à l'ELS suivant XX

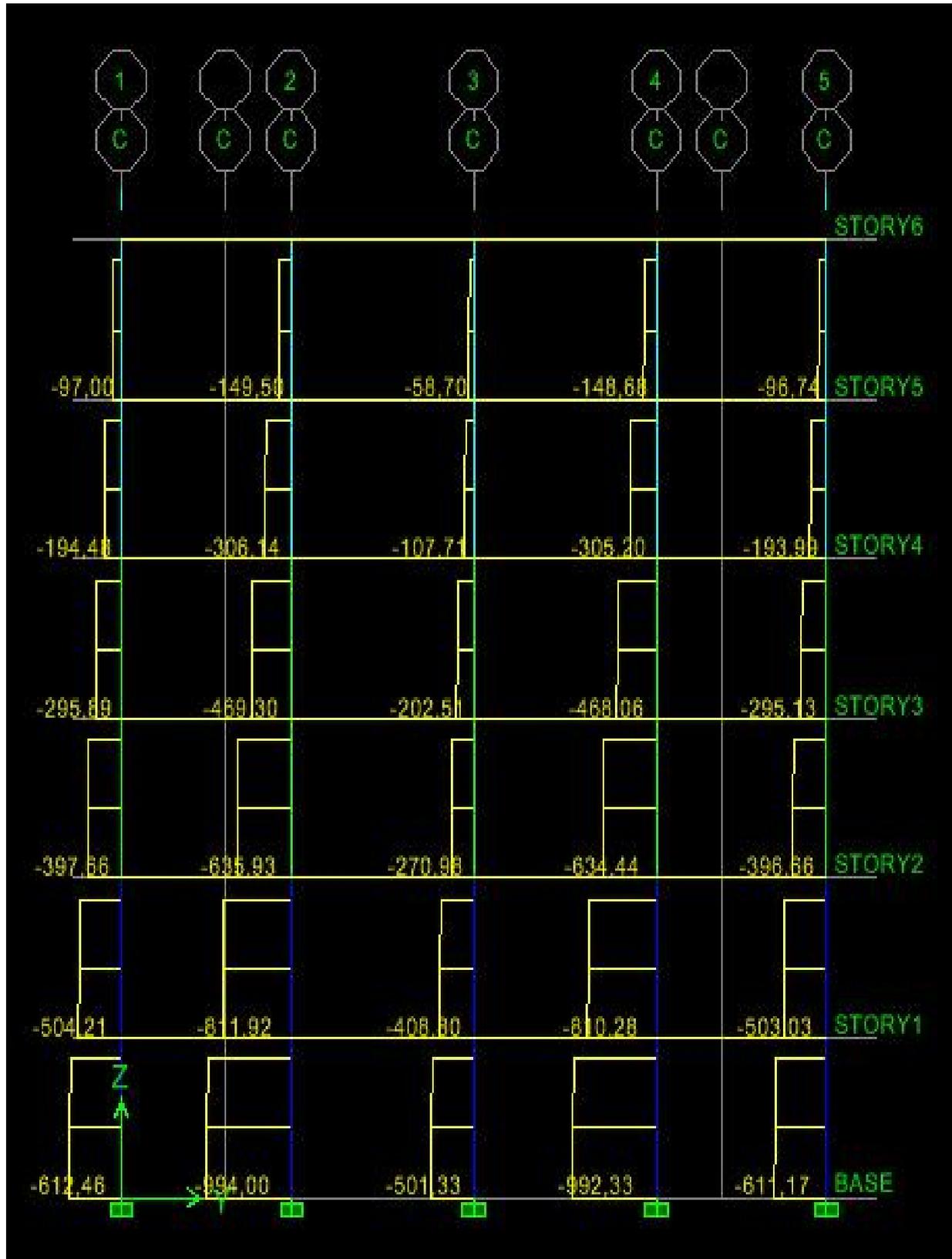


Figure.23:L'Effort normal à l'ELU suivant YY

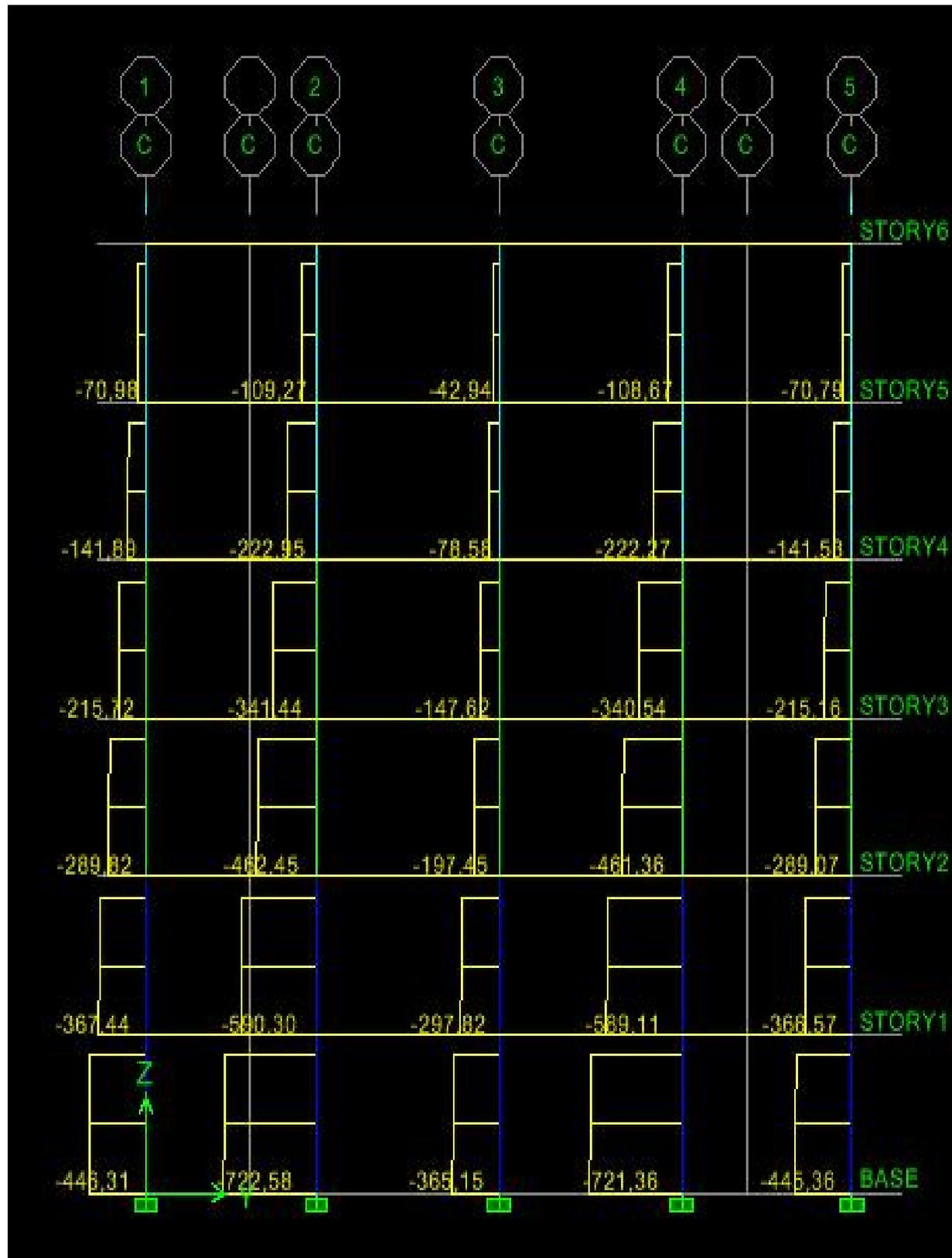


Figure. IV. 24 :L'Effort normal à l'ELS suivant YY

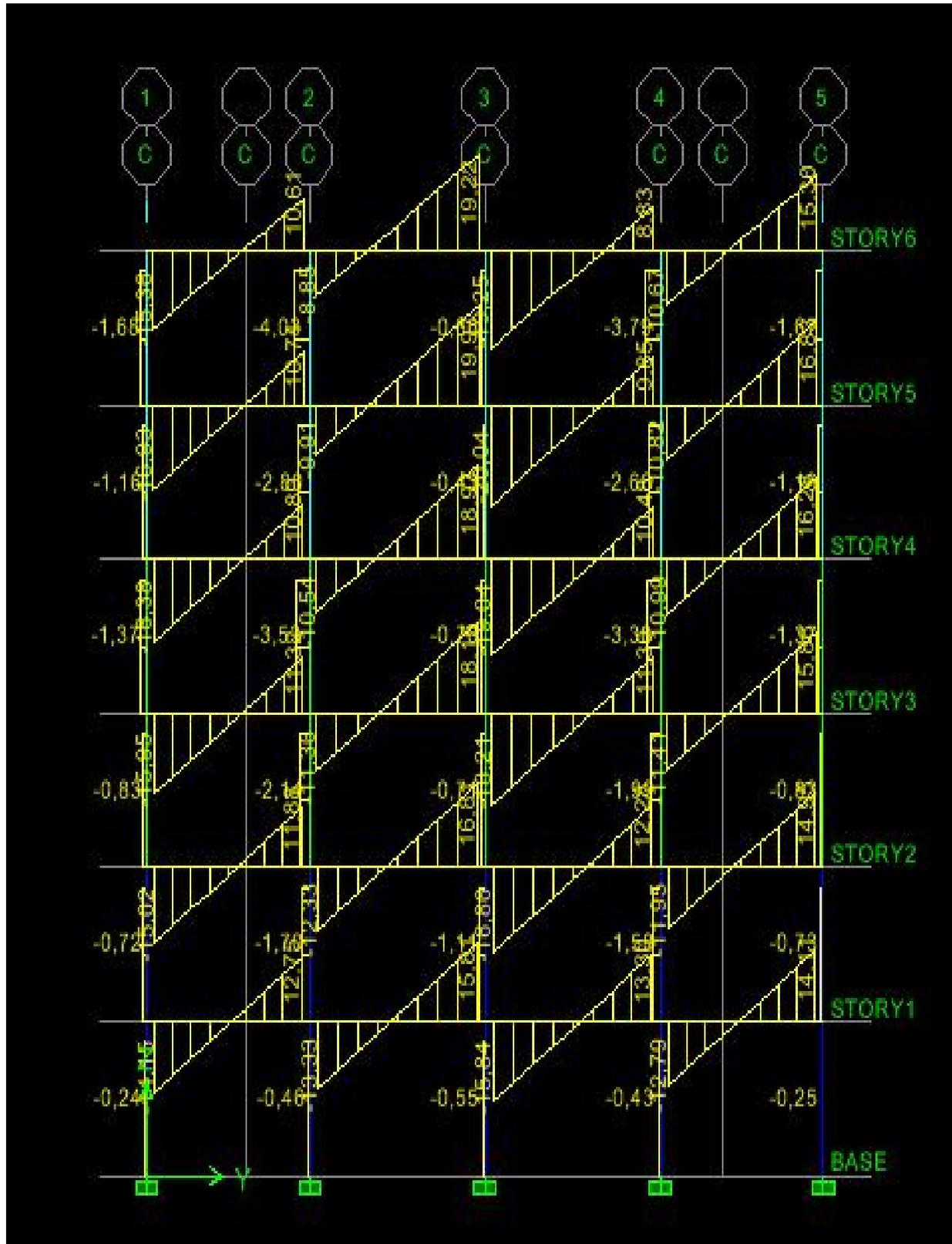


Figure. IV.25 : L'effort tranchant à l'ELU suivant YY

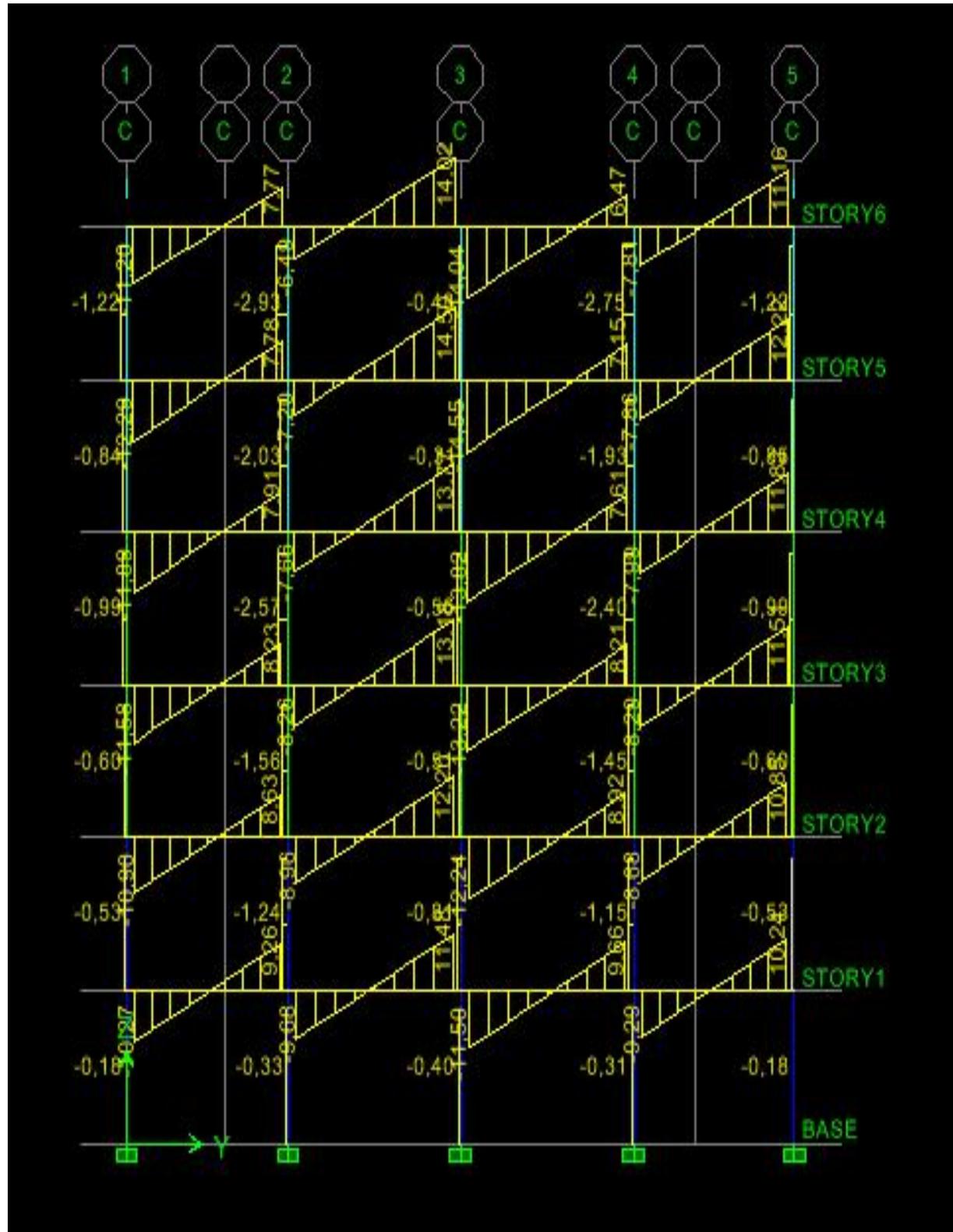


Figure. IV.26:L'effort tranchant à l'ELS suivant YY

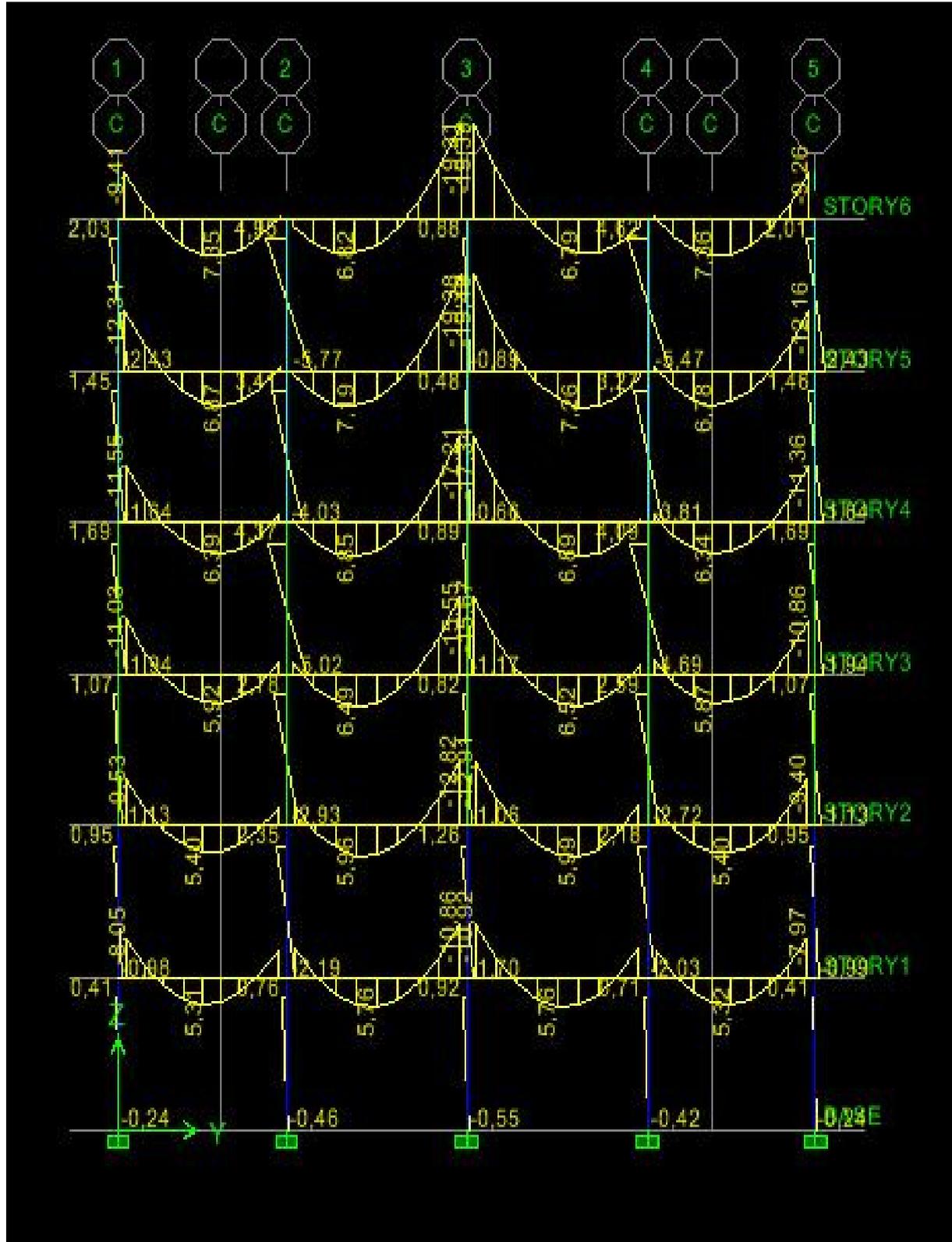


Figure. IV.27 : Moment fléchissant à l'ELU suivant YY

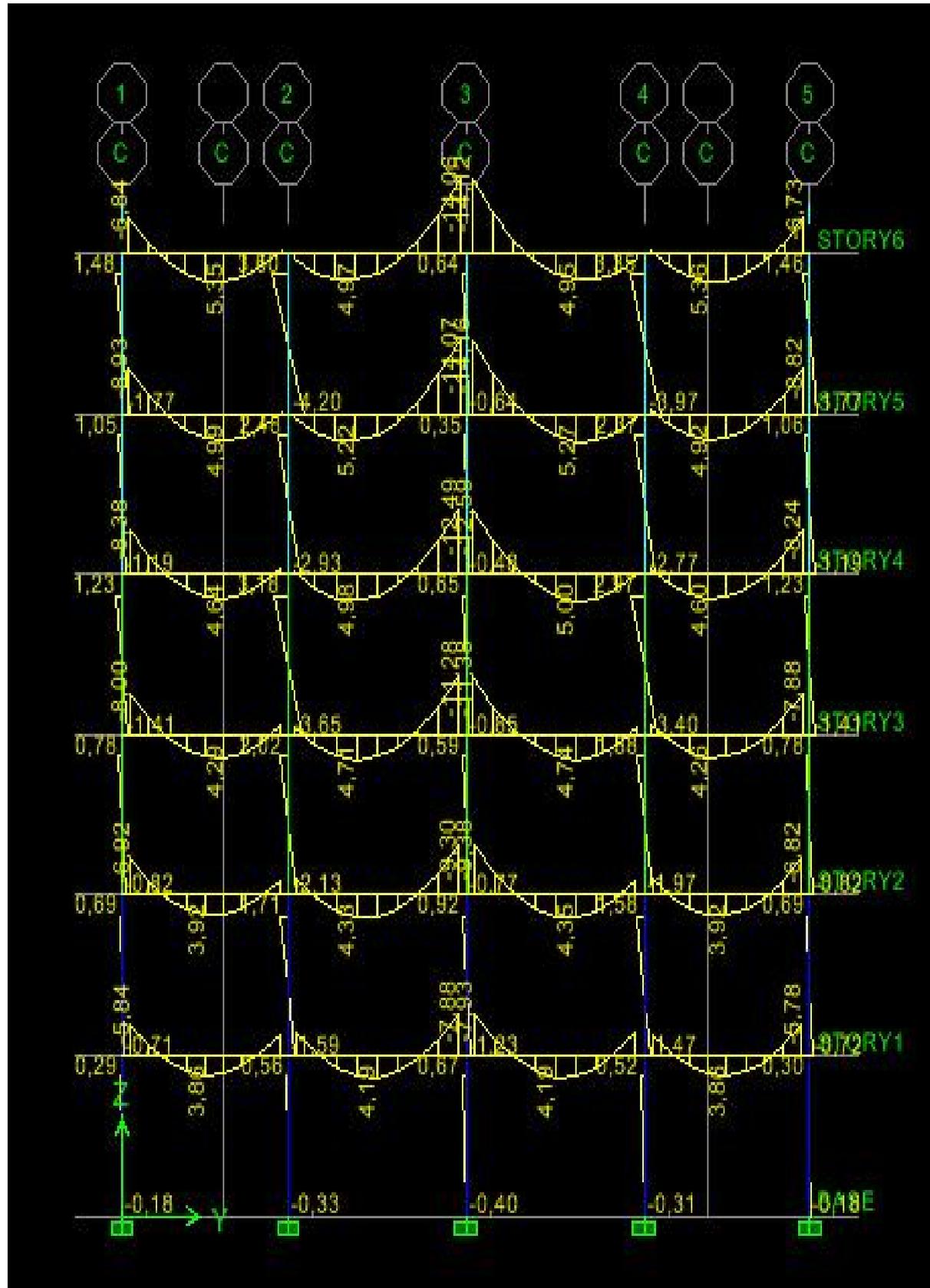


Figure. IV.28 : Moment fléchissant à l'ELS suivant Y

Cahapitre V

Ferailage des poutres

V.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.

$G + Q$: à L'ELS.

$G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V.2. Recommandations du RPA99 :

V.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

-Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitée principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égal à la moitié de la section sur appuis.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.2. Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right) \text{ en zone nodale..}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue.

A'_s : Section supérieure comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcul le moment réduit : $\tilde{m} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_c}, \quad \gamma_c = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\xi_{st} = \frac{f_e}{\chi_s}, \quad \chi_s = 1.15 \rightarrow \xi_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

Si $\tilde{m} \leq \tilde{m}_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{s d \xi_{st}}$$

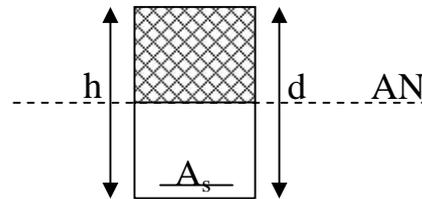


Figure V.1

Si $\tilde{m} \geq \tilde{m}_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

$$\text{On calcul : } \begin{aligned} M_1 &= \mu_1 b d^2 f_{bc} \\ M &= M_u - M_1 \end{aligned}$$

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c-à-d. $M < 0.4 M_u$ (Art BAEL B66).

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_1}{\xi_{st} d} + \frac{M}{(d - c') \xi_{st}}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \xi_{st}}$$

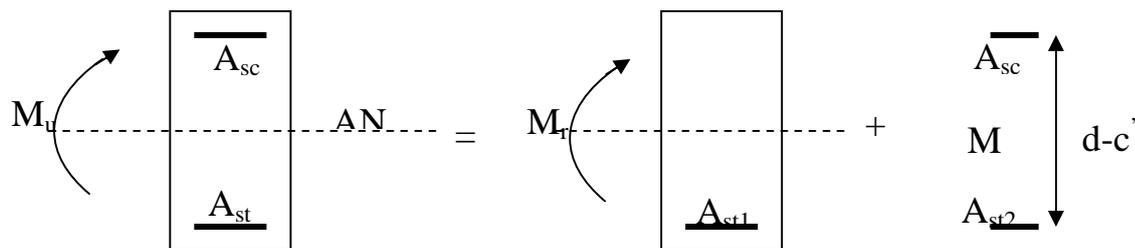


Figure V.2.

V.3. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

V.3.1. Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{S_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \sigma_1 = \frac{100 A_{\text{adopt}}}{b d}$$

$$\dots_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \sigma_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$$

V.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V.4. Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

V.4.1. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

V.4.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

V.4.3. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}. \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

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

V.4.4. Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{avec } L : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}. \quad M_t : \text{ moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e}. \quad M_0 : \text{ moment isostatique.}$$

A : section d'armatures tendues.

VII.5. Ferrailage des poutres secondaires

Niv	Appuis Travée	Mmax [KN.m]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Amax [cm ²] (RPA)	Amin [cm ²] (RPA)	A _{adoptée} [cm ²]	Choix des barres	Ms[KN.m]	b [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	Observation
1	Travée	7.738	0.60	00	48	4.375	6.78	6HA12	5.096	0.96	15	Vérifiée
	appuis	15.341	1.20	00	48		6.78	6HA12	8.477	1.72	15	Vérifiée
2	Travée	9.266	0.72	00	48	4.375	6.78	6HA12	5.332	1	15	Vérifiée
	appuis	20.948	1.64	00	48		6.78	6HA1 2	9.877	2	15	Vérifiée
3	Travée	12.631	0.98	00	48	4.375	6.78	6HA12	5.768	1.08	15	Vérifiée
	appuis	25.616	2.02	00	48		6.78	6HA12	11.756	2.38	15	Vérifiée
4	Travée	13.882	1.08	00	48	4.375	6.78	6HA12	6.019	1.13	15	Vérifiée
	appuis	27.646	2.18	00	48		6.78	6HA12	12.695	2.58	15	Vérifiée
5	Travée	14.376	1.12	00	48	4.375	6.78	6HA12	6.69	1.25	15	Vérifiée
	appuis	29.031	2.29	00	48		6.78	6HA12	14.627	2.97	15	Vérifiée
6	Travée	12.011	0.93	00	48	4.375	6.78	6HA12	6.069	1.14	15	Vérifiée
	appuis	26.27	2.07	00	48		6.78	6HA12	14.119	2.86	15	Vérifiée

VII.6. Ferrailage des poutres principales

Niv	appuis travée	Mmax [KN.m]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Amax [cm ²] (RPA)	Amin [cm ²] (RPA)	A _{adoptée} [cm ²]	choix des barres	Ms [KN.m]	b [Ma]	σ_{bc} [Mpa]	observation
1	Travée	55.298	4.46	00	42	6	9.24	6HA14	40.063	4.70	15	Vérifiée
	appuis	87.794	7.33	00	42			9.24	6HA14	63.614	6.41	15
2	Tavée	55.232	4.46	00	42	6	9.24	6HA14	40.014	4.69	15	Vérifiée
	appuis	90.392	7.57	00	42			6HA14	65.50	6.60	15	Vérifiée
3	Travée	55.723	4.50	00	42	6	9.24	6HA14	40.369	4.73	15	Vérifiée
	appuis	99.10	7.02	00	42			6HA14	70.357	7.09	15	Vérifiée
4	Travée	56.10	4.53	00	42	6	9.24	6HA14	40.642	4.76	15	Vérifiée
	appuis	102.756	7.30	00	42			9.24	6HA14	72.577	7.32	15
5	Travée	56.80	4.59	00	42	6	9.24	6HA14	41.146	4.82	15	Vérifiée
	appuis	106.941	7.62	00	42			9.24	6HA14	77.363	7.80	15
6	Travée	52.213	4.20	00	42	6	9.24	6HA14	38.077	4.46	15	Vérifiée
	appuis	99.53	8.43	00	42			9.24	6HA14	72.551	7.32	15

V.5. Vérification du BAEL 91 :

V.5.1. Vérification de la condition de non fragilité :

➤ **La poutre principale (pp) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2.$$

D'où $A_{\text{minadoptés}} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **La poutre secondaire (PS) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

D'où $A_{\text{minadoptés}} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

V.5.2. Vérification de l'adhérence :

$$\bar{\sigma}_{se} \leq \bar{\sigma}_{se} = \sigma_s f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètres de la section droite des barres ;

- **Sens principale : $V_{u\max} = 111.30 \text{ KN}$**

$$\sum U_i = 7 \quad = 7 \times 3.14 \times 1.4 = 30.772 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{se}^{\max} = \frac{111.30 \times 10}{0.9 \times 37.5 \times 30.772} = 1.07 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.07 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens secondaire : $V_{u\max} = 21.31 \text{ KN}$.**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4) = 13.188 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{se}^{\max} = \frac{21.31 \times 10}{0.9 \times 32.5 \times 13.188} = 0.55 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.55 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$v_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq v_{u\min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}.$$

- **Sens principale :**

$$V_u = T_{\text{Max}} = 111.30\text{KN}.$$

$$\text{Alors } v_u = \frac{111.30 \times 10}{30 \times 37.5} = 0.99\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\text{max}} = 21.31\text{KN}.$$

Alors :

$$v_u = \frac{21.31 \times 10}{25 \times 32.5} = 0.26\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.7.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{b}$.

- **Sens principale :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 37.5 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 675.84\text{KN}.$$

$$V_u = 111.30 \leq 675.84\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens Secondaire :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 32.5 \times 25 \times 25 \times 10^{-1} = 488.10\text{KN}.$$

$$V_u = 21.31 \leq 488.10\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.7.5. Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

- **Sens principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{535} = 0.0748 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.116 > \frac{41.15}{10 \times 335.64} = 0.0112 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G+Q = 84.33+20.96=105.29\text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{105.29 \times 5.05^2}{8} = 335.64\text{KN.m}$$

Mt : moment max en travée

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 37.5} = 0.0082 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• sens secondaire :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{400} = 0.075 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.166 > \frac{4.97}{10 \times 50.94} = 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G+Q = 19.25+2.79=22.04\text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{22.04 \times 4.3^2}{8} = 50.94\text{KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{25 \times 32.5} = 0.0083 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

V.6. vérification de RPA99 révisé 2003 :

Dispositions constructives :

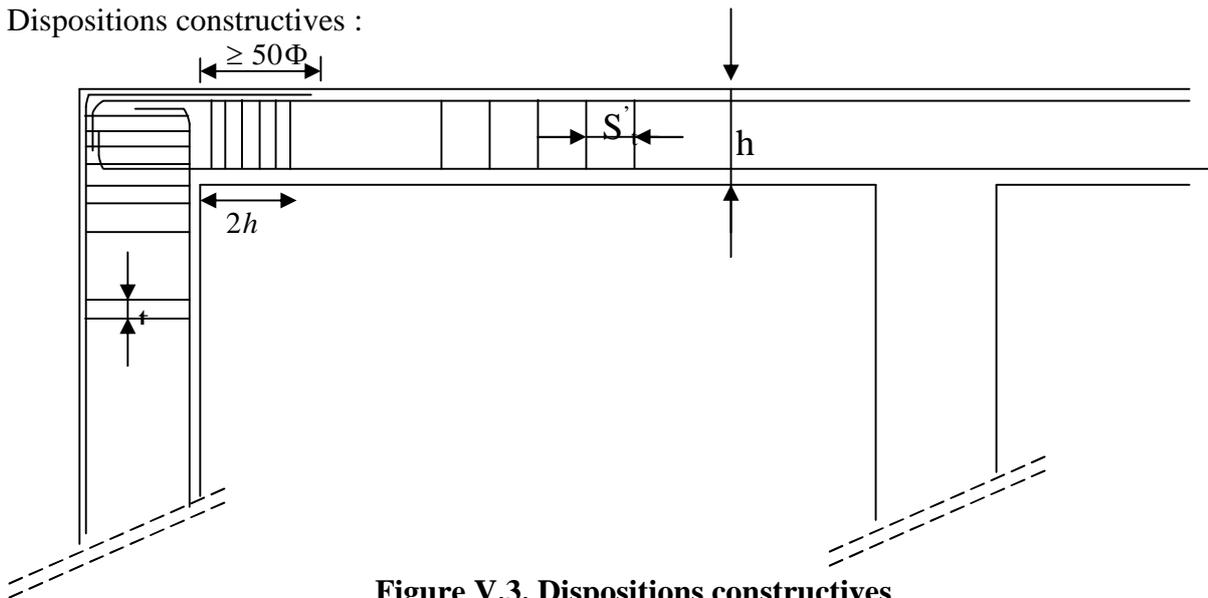


Figure V.3. Dispositions constructives

V.6.1. espacement d'armatures :

- Sens Principale (PP)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t=8\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t=15\text{cm}$

- Sens Secondaire(PS)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right) = 8.75\text{cm}$$

Soit à prendre $S_t=8\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t=15\text{cm}$

V.6.2. Diamètre des armatures transversal :

$$L \leq \min\left(\frac{h}{35}, L, \frac{b}{10}\right)$$

- Sens principales :

$$l_t \leq \min(1.14, 1.4, 3.00) = 1.14\text{cm}$$

- Sens secondaire :

$$l_t \leq \min(1.00, 1.2, 2.50) = 1\text{cm}$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit en cadre et un étrier $4 \times 8 = 2.01\text{cm}^2$

Donc on adapte pour toutes les poutres un diamètre de 8mm

V.6.3. armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.60 \text{cm}^2 .$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{cm}^2 .$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.7. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{cm} \right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

Donc on aura :

$$h' = 60 \text{cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{cm} ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{cm} ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.8. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

➤ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

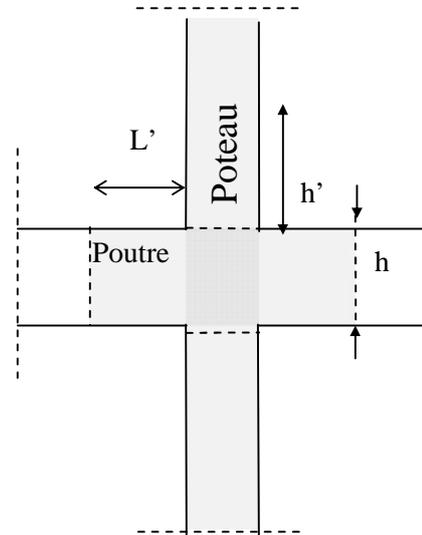


Figure V.4. Délimitation de la zone nodale

Cahpitre VI

Ferailage des poteaux

VI.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :

VI.2.1. Les armatures longitudinales

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

Zone 1 : Poteau 1 (40×40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteau 2 (35×35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteau 3 (30×30) : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- ❖ Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

Zone 1 : Poteau 1 (40×40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteau 2 (35×35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteau 3 (30×30) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- ❖ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

Zone 1 : Poteau 1 (40×40) : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteau 2 (35×35) : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteau 3 (30×30) : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- ❖ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ❖ -La longueur de recouvrement minimale : est de 40 en zone IIa.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI.3. Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$$- h' = 60 \text{ cm.}$$

$$- L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm : poutre principales de (30} \times \text{40).}$$

$$- L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm : poutre secondaires de (25} \times \text{35).}$$

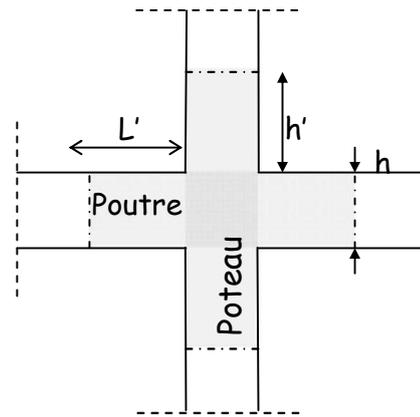


Figure VI.1. Délimitation de la zone nodale

VI.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : L' \text{ élancement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 L^{\min}$$

: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\}g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\}g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \}g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VI.5. Calcul du ferrailage :

VI.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

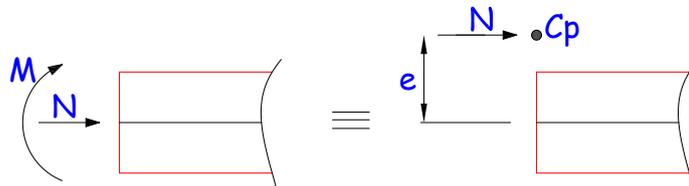


Figure VI.2. Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

a. Armatures longitudinales :

Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

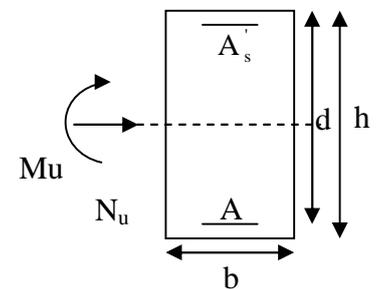


Figure VI.3.

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

0 Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{r d_s} + \frac{M}{(d-c)_s}$$

$$A_1' = \frac{M}{(d-c)_s} \quad \text{Avec : } s = \frac{f_e}{s} = 348 \text{ MPa}$$

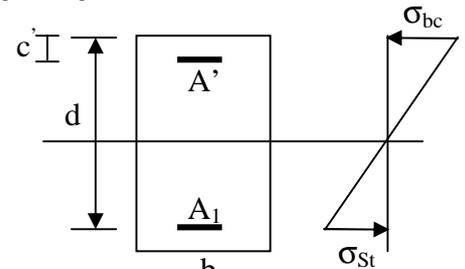


Figure VI.4

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{s}$.

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h-c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d-0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{s(d-c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{s} - A_{sup}$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{b}$$

$b = 1.5$ En situation durable

$b = 1.15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul

σ_s : contrainte de l'acier

VI.6. Ferrailage des poteaux sous M_2 : (sens transversal des poteaux)

NIV	N(KN)	M(KN.m)	Sect (cm ²)	observation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
1et2	Nmax= -1078.66	-0.532	40x40	SPC	00	00	12.8	14.90	4HA14+ 4HA16
	Nmin= 474.55	0.007		SPC	00	00			
	Ncor= -275.4	-12.334		SPC	00	00			
3et 4	Nmax= -694.53	-0.576	35x35	SPC	00	00	9.8	10.67	4HA12+
	Nmin= 164.1	0.436		SPC	00	00			4HA14
	Ncor= -145.93	-14.235		SPC	00	00			
5et6	Nmax= -350.85	-0.706	30x30	SPC	00	00	7.2	10.67	4HA12+
	Nmin= 25.53	0.260		SPC	00	00			4HA14
	Ncor= -45.75	12.30		SPC	00	0.43			

VI.7. Ferrailage des poteaux sous M_3 : (sens longitudinal des poteaux) :

NIV	N(KN)	M(KN.m)	Sect. (cm ²)	observation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
RDC et 1er	Nmax=-1078.66	-13.609	40x40	SPC	00	00	12.8	14.19	4HA14+4HA16
	Nmin= 474.55	1.873		SPC	00	00			
	Ncor= -275.4	-44.954		SPC	00	00			
2et 3	Nmax= -694.53	19.761	35x35	SPC	00	00	9.8	10.67	4HA12+4HA14
	Nmin= 164.1	6.191		SPC	00	00			
	Ncor= -392.49	-41.253		SPC	00	00			
5et6	Nmax= -350.85	14.723	30x30	SPC	00	00	7.2	10.67	4HA12+4HA14
	Nmin= 25.53	4.916		SPC	00	0.10			
	Ncor= -144.31	-28.886		SPC	00	0.97			

VI.8. Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il ya lieu de vérifier :

- Etats limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Contrainte dans le béton :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{la section entièrement comprimée.}$$

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

$$\text{Pour la résolution de l'équation, on calcul } \Delta : \quad \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos \left(\frac{r}{3} \right) ; y_2^2 = a \cdot \cos \left(\frac{r}{3} + \frac{2f}{3} \right) ; y_2^3 = a \cdot \cos \left(\frac{r}{3} + \frac{4f}{3} \right)$$

$$\text{Avec : } r = \arccos \left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\dagger_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\dagger}_{bc}$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\dagger_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\dagger_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\dagger_{\text{sup}}; \dagger_{\text{inf}}) \leq \overline{\dagger}_{bc}$

Si : $e = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ Vérification des poteaux à L'ELS sens transversal M_2

IV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	\dagger_b (MPa)	$\bar{\dagger}_b$ (MPa)	Obs
RDC 1	$N_{\max} = -770.84$	$M_{\text{cor}} = -0.065$	40x40	SEC	4.11	15	CV
	$N_{\min} = -145.60$	$M_{\text{cor}} = 3.724$		SEC	1.11		
	$N_{\text{cor}} = -245.65$	$M_{\max} = -5.394$		SEC	1.81		
2 et 3	$N_{\max} = -505.2$	$M_{\text{cor}} = -0.418$	35x35	SEC	3.84	15	CV
	$N_{\min} = -77.08$	$M_{\text{cor}} = 3.921$		SEC	1.02		
	$N_{\text{cor}} = -187.70$	$M_{\max} = -5.872$		SEC	2.07		
4 et 5	$N_{\max} = -255.54$	$M_{\text{cor}} = -0.512$	30x30	SEC	2.62	15	CV
	$N_{\min} = -11.32$	$M_{\text{cor}} = -0.241$		SEC	0.15		
	$N_{\text{cor}} = -57$	$M_{\max} = 6.405$		SPC	1.78		

➤ Vérification des poteaux à L'ELS sens longitudinal M_3

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	\dagger_b (MPa)	$\bar{\dagger}_b$ (MPa)	Obs
RDC 1	$N_{\max} = -770.84$	$M_{\text{cor}} = 7.578$	40x40	SEC	4.97	15	CV
	$N_{\min} = -145.60$	$M_{\text{cor}} = 2.202$		SEC	1		
	$N_{\text{cor}} = -636.7$	$M_{\max} = 23.09$		SEC	5.38		
2	$N_{\max} = -505.2$	$M_{\text{cor}} = 14.307$	35x35	SEC	5.41	15	CV
	$N_{\min} = -77.08$	$M_{\text{cor}} = 1.336$		SEC	0.73		
	$N_{\text{cor}} = -379.42$	$M_{\max} = 16.818$		SEC	4.75		
3 et 4	$N_{\max} = -255.54$	$M_{\text{cor}} = 10.652$	30x30	SEC	4.33	15	CV
	$N_{\min} = -11.32$	$M_{\text{cor}} = 6.862$		SPC	1.67		
	$N_{\text{cor}} = -76.1$	$M_{\max} = 12.953$		SPC	3.44		

VI.8.1. Condition de non fragilité

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion,

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot e_s - 0,455 \cdot d}{f_e - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

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 ;

d : Hauteur utile ;

b : Largeur de la section de béton.

❖ sens transversal M_2

NIV	sec(cm ²)	Ns (KN)	Ms(KN.M)	e _s (cm)	d(cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	obs
Zone 1	40X40	N _{max} =-770.84	M _{cor} = -0.065	0.008	36	40	4.28	14.19	CV
		N _{min} =-145.60	M _{cor} = 3.724	2.55	36	40	5.85	14.19	CV
		N _{cor} = -245.65	M _{max} =-5.394	2.19	36	40	5.51	14.19	CV
Zone 2	35X35	N _{max} = -505.2	M _{cor} = -0.418	0.08	31.5	35	3.30	10.67	CV
		N _{min} = -77.08	M _{cor} = 3.921	5.08	31.5	35	/	10.67	/
		N _{cor} = -187.70	M _{max} =-5.872	3.12	31.5	35	5.51	10.67	CV
Zone 3	30X30	N _{max} =-255.54	M _{cor} = -0.512	0.20	27	30	2.46	10.67	CV
		N _{min} = -11.32	M _{cor} = -0.241	2.12	27	30	3.45	10.67	CV
		N _{cor} = -57	M _{max} = 6.405	11.23	27	30	-0.16	10.67	CV

❖ sens transversal M_3

NIV	sec(cm ²)	Ns (KN)	Ms(KN.M)	e _s (cm)	d(cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	obs
Zone 1	40X40	N _{max} =-770.84	M _{cor} = 7.578	0.98	36	40	4.71	14.19	CV
		N _{min} =-145.60	M _{cor} = 2.202	1.51	36	40	5.02	14.19	CV
		N _{cor} = -636.7	M _{max} = 23.09	3.62	36	40	7.29	14.19	CV
Zone 2	35X35	N _{max} = -505.2	M _{cor} = 14.307	2.83	31.5	35	5.10	10.67	CV
		N _{min} = -77.08	M _{cor} = 1.336	1.73	31.5	35	4.09	10.67	CV
		N _{cor} = -379.42	M _{max} =16.818	4.43	31.5	35	9.43	10.67	CV
Zone 3	30X30	N _{max} =-255.54	M _{cor} = 10.652	4.16	27	30	9.51	10.67	CV
		N _{min} = -11.32	M _{cor} = 6.862	60.61	27	30	0.84	10.67	CV
		N _{cor} = -76.1	M _{max} =12.953	17.02	27	30	0.38	10.67	CV

III.8.3. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{f_e}{4 \sigma_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\sigma_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{W f_e}{4 \sigma_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4 (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{W f_e}{4 \sigma_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4 (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{f_e}{4 \sigma_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4 (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times$

$$\text{Pour les HA12 : } L = 40 \times \sigma_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L = 40 \times \sigma_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L = 40 \times \sigma_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

VI.9. Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant, la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance f_e E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée selon le RPA99 par:

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $t \leq \min(10 \sigma_s ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $t \leq 15 \sigma_s = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm}$.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement..

-Diamètre : D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$t = \frac{1}{3} \Phi = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$$

Soit un cadre de HA8+ 1 losange de HA8

-Longueurs de recouvrement : $L_r = 40 \Phi_r = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

-Espaceement des armatures : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15 \frac{\text{min}}{L}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1.2, 40\text{cm}, 30 + 10\text{cm}).$$

$$S_t \leq 18\text{cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

➤ Recommandations de l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**-En zone nodale :**

$$S_t \leq (10 \frac{\text{min}}{L}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}.$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\text{min}}) = 18\text{cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 12\text{cm}$.

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : A_t^{\text{min}} = 0,3\% \text{ t.b}$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : A_t^{\text{min}} = 0,8\% \text{ t.b}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_g \\ \mu \end{array} \right\} = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.40} = 5.355$$

$$\mu > 5$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\text{min}} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\text{min}} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 12 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{min}} = 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2 \end{array} \right. < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Chapitre VIII

Ferailage des voiles

VII.1. Introduction :

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.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : RDC ,1^{er} niveau
- Zone 2 : 2^{ème} ,3^{ème} et 5^{ème} niveau
- Zone 3 : 4^{ème} ,5^{ème} .

VII.2 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

VII.3 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).

VII.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

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 ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

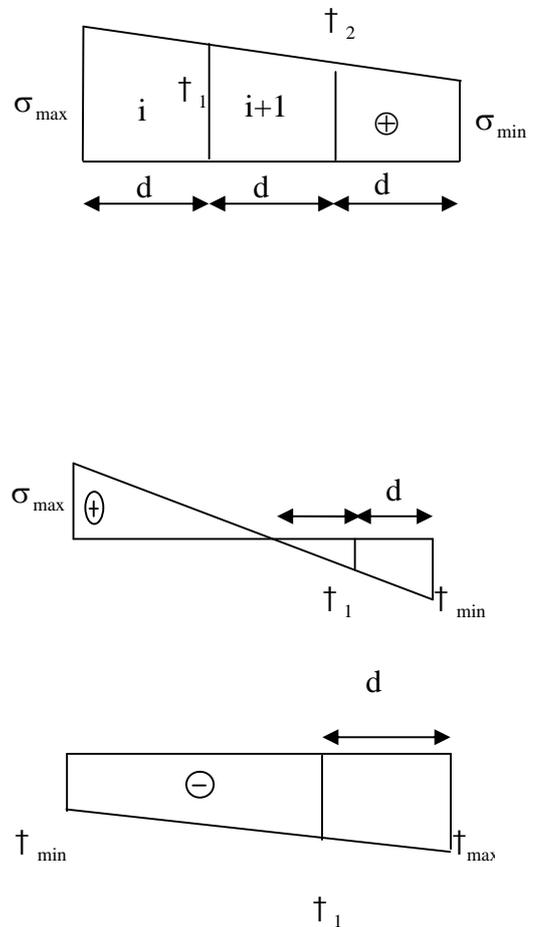


Figure VII.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

VII.3.2.Détermination des armatures :**a. SEC :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MP}_a$$

$$\dagger_s = 348 \text{ MP}_a$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{s}$$

Avec : $\dagger_s = 348 \text{ MP}_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\dagger_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

VII.3.3.Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 .

- D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **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 (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VII.3.4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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 égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40 pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

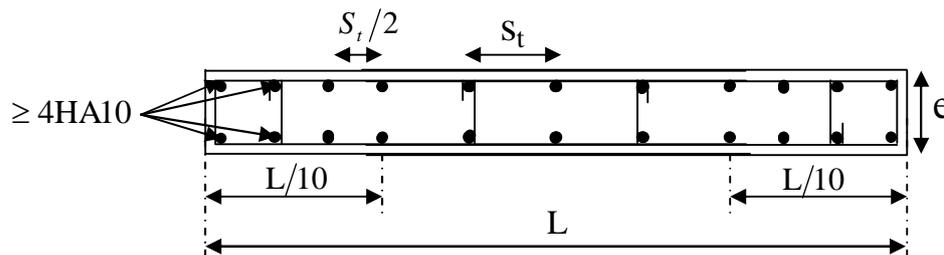


Figure VII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.5. Les vérifications :

a. Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\tau}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

c.

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \bar{\tau}_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

VII.3.6.Exemple de calcul :

Ferrailage des voiles transversaux pleins : VL1, VL2

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.30\text{m}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

$$I = 0.449\text{m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.495 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.65 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\max} = 12192.59 \text{ KN} \\ \tau_{\min} = -5118.293 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\min} + \tau_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{12192.59}{5118.293 + 12192.59} \times 3.30 = 2.32\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.98\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = \min (1.33, 1.54) \quad \text{RDC : } h_e = (3.06 - 0.40 = 2.66)$$

Soit un tronçon $d = L_t/2 = 0.49 \text{ m}$

1. 1^{er} tronçon :

$$\tau_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \tau_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\tau_1 = -2559.147 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\tau_{\min} + \tau_1}{2} \cdot d \cdot e = 282.146 \text{ KN.}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_{s1}} = 8.11 \text{ cm}^2$$

2. **2^{ème} tronçon :**

$$f_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot f_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{1}{2} \cdot d \cdot e = 94.04 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / f_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.015 B \right) = 11.02 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 596.95}{400} = 22.98 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 8.24/2 + 23.27/4 = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = 2.747/2 + 23.27/4 = 7.09 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

1ere bande: 10HA12 = 11.31 cm²/d1 soit: 5HA12 /nappe avec espacement de 10cm

2ième bande : 10HA12 = 11.31 cm²/d2 soit: 5HA12/nappe avec espacement de 10cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt1}/4 = 2.45 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 1.10 \text{ cm}^2$

Soit 4HA10 = 3.12 cm² /ml.

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- Vérification des contraintes :

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{596.95 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3300} = 1.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.36 \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 596.95 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3300} = 1.87 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1.87 \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

VII.4. Vérification à l'ELS :

$$\tau_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \tau_b = \frac{1275.50 \times 10^3}{0.0735 \times 10^6 + 22.62 \times 15 \times 10^2} = 11.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 11.87 \text{ MPa} \leq \tau_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VII.4.1.Ferrailage des voiles :**VII.4.2.Ferrailage des voiles longitudinaux:****Tableau VII.1 : Ferrailage des voiles VL1, VL2 :**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		3.30	3.35	3.40
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m ²)		0.495	0.5025	0.510
	I (m ⁴)		0.449	0.470	0.491
	V=V'=L/2		1.65	1.657	1.70
Sollicitation de calcul	Vu (KN.m)		596.95	469,16	300.2
	Ns (KN)		1275.5	924.58	496.33
	σ_{\max} (KN/m ²)		12192.596	7295.56	3293.78
	σ_{\min} (KN/m ²)		-5118.293	-2345.332	-625.58
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc(m)		2.32	2,56	2.86
	Lt(m)		0.98	0.79	0.54
	d(m)		0.49	0.4	0.27
	σ_1 (KN/m ²)		2559.15	1108.45	-301.20
	N ₁ (KN)		282.15	100.61	19.46
	N ₂ (KN)		94.05	33.25	6.325
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)		8.11	2.89	0.56
	A _{v2} (cm ²)		2.70	0.956	0.182
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)		11.02	9	6.30
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)		22.98	18.06	11.558
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =A _{v1} /2+A _{vj} /4		9.94	5.96	3.35
	A _{vt2} =A _{v2} /2+A _{vj} /4		7.20	5.00	3.04
	A _{vt} adopté		11.31	11.31	11.31
	Choix par nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement (cm)		10	10	10
Armature horizontale	Ah		2.45	1.49	0.92
	Ah adoptée		3.12	3.12	3.12
	Choix par nappe/ml		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement		20	20	20
Armature transversale	A- transversale		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mp}$	b	2.49.87	1.72	0.94
	$\bar{\sigma}_b = 5\text{Mpa}$	b	1.87	1.45	0.92
	$\bar{\sigma}_u = 2.5\text{Mpa}$	u	1.33	1.04	0.65

VII.4.3.Ferrailage des voiles transversaux :

Tableau VII.2 : Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3, VT4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		3.60	3.65	3.70
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m ²)		0.54	0.54	0.56
	I (m ⁴)		0.58	0.58	0.633
	V=V'=L/2		1.80	1.80	1.85
Sollicitation de calcul	Vu (KN.m)		411.12	357.55	244.95
	Ns (KN)		826.72	598.75	319.86
	σ_{\max} (KN/m ²)		8289.104	5307.27	2368,15
	σ_{\min} (KN/m ²)		-4099.216	-2317.163	-896,323
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc(m)		2.49	2.54	2.68
	Lt(m)		1.19	1.11	1.02
	d(m)		0.60	0.56	0.51
	σ_1 (KN/m ²)		2032.38	1148.14	448.16
	N ₁ (KN)		275.92	145.54	51.43
	N ₂ (KN)		91.46	48.22	17.14
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)		7.93	4.18	1.48
	A _{v2} (cm ²)		5.27	1.39	0.49
Averticale minimale	A _{min} (cm ²)		13.50	12.60	11.48
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)		15.83	13.77	9.43
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =A _{v1} /2+A _{vj} /4		7.92	5.53	3.10
	A _{vt2} =A _{v2} /2+A _{vj} /4		5.38	4.14	2.60
	A _{vt} adopté		15.39	15.39	15.39
	Choix par nappe		5HA14	5HA14	5HA14
	Espacement (cm)		12	12	12
Armature horizontale	Ah		1.98	1.26	1.15
	Ah adoptée		3.14	3.14	3.14
	Choix /ml		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement (cm)		20	20	20
Armature transversale	A- transversale		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mp}$	b	1.47	6.00	3.21
	$\bar{\sigma}_b = 5\text{Mpa}$	b	1.18	1.02	0.69
	$\bar{\sigma}_u = 2.5\text{Mpa}$	u	0.84	0.74	0.49

Chapitre VIII

Etude l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol

Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

2. Fondations profondes :

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.50$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

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.4. Pré dimensionnement

VII.4.1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \dagger_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \dagger_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\dagger_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.
- N_{ser} : Effort normal transmis par le voile à l'ELS.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1275,50	3,3	1.93	6,37
VL2	1275,50	3,3	1.93	6,37
				12,74

Tableau VII.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m ²)
VT1	826.72	3,6	1.14	4.10
VT2	825.90	3,6	1.15	4.14
VT3	826.72	3,6	1.14	4.10
VT4	825.90	3,6	1.15	4.14
				16.48

$$S_v = \sum S_i = 29.22\text{m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles

VII.4.2 Semelles filantes sous poteaux

Semelles sous poteaux

Étapes de calcul

La charge totale transmise par les poteaux : $N_t = 6205.7 \text{ KN}$.

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité)

(Avec $N_{s_{\max}} = 1000.49\text{KN}$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

POTEAUX	$N_s=G+Q$ (KN)	e_i (m)	$N_s e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	446.31	8.30.	3704.373	-1.469
2	722.58	4.30	3107.094	0.333
3	1004.49	0	0	5.472
4	721.36	-4.30	-3101.848	0.309
5	445.36	-8.30.	-3696.488	1.426
SOMME	3340.1	0	13.131	6.071

Tableau VII.3 Détermination de la résultante des charges

Détermination de la charge totale transmis par les poteaux :

$$R=3340.1\text{KN}$$

1) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e = \frac{13.131 + 6.071}{3340.1} = 0.005$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.005\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{16.6}{6} = 2.77\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3340.1}{16.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.005}{16.60}\right) = 200.85\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3340.10}{16.60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.005}{16.60}\right) = 201.57\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3340.10}{16.60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.005}{16.60}\right) = 201.39\text{KN} / \text{ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\uparrow_{SOL}} = \frac{201.39}{250} = 0.80m$$

On prend B= 1.20m

On aura donc, $S = 1.20 \times 16.60 = 19.92m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface de toutes les semelles filantes est :

$$S_{xn} = 19.92 \times 4 + 2 \times 1.20 \times 8.60 + 1.20 \times 10.9 \times 2 + 1.20 \times 4 \times 4 = 145.68m^2$$

La surface de toutes les semelles filantes est :

$$S_t = 145.68 + 29.22 = 174.90m^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{bat} = 369.67m^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{174.90}{369.67} = 0.4731$$

La surface totale des semelles représente 47.31% de la surface de bâtiment

Conclusion :

On opte pour des semelles les filante

- **hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm$$

Avec B: largeur de la semelle

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{120-40}{4} + 5cm = 21cm$$

On adopte une hauteur $h_s = 35cm$.

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

L=16.60m.

B=120cm.

$h_s = 35cm$.

Afin d'assurer une meilleur rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversé avec les poteaux comme appuis, d'où des armateurs supérieures (moments positifs en travée) et des armateurs inférieure (moment négatif sur appuis).

c-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.

$$L=4.30m \quad \frac{430}{9} \leq h_p \leq \frac{430}{6}$$

$$47.78 \leq h_p \leq 71.67$$

On adopte une hauteur $h_p = 70\text{cm}$.

$$h_p = 70\text{cm.} \Rightarrow \frac{70}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 70}{3}$$

$$\Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.67$$

On adopte une largeur $\Rightarrow b_p = 40\text{cm}$

Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur Quatre appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par la méthode classique de calcul en béton armé.

POTEAUX	N_u	e_u (m)	M_u (K.M)	$N_u.e$
1	612.46	8.30	-2.022	5083.418
2	994.00	4.3	0.457	4274.20
3	1378.97	0	7.55	0
4	992.33	-4.30	0.425	-4267.019
5	611.17	-8.30	1.965	-5072.711
SOMME	4588.93	0	8.375	17.88

- Calcul de la charge uniforme :

$$e_u = \frac{\sum Nu \cdot e_i + \sum M_i}{\sum Nu}$$

$$e = \frac{17.89 + 8.375}{4588.93} = 0.006$$

$$q_u = \frac{\sum Nu}{L_t} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e_u}{L_t} \right) = \frac{4588.93}{16.60} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.006)}{16.60} \right) = 276.74 \text{ KN/ml}$$

- Calcul les moments isostatatique

Pour Les travées AB, BC, CD, DE

Travée **AB**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{276.74 \times 4^2}{8} = 553.48 \text{ KN.ml}$$

Travée **BC**

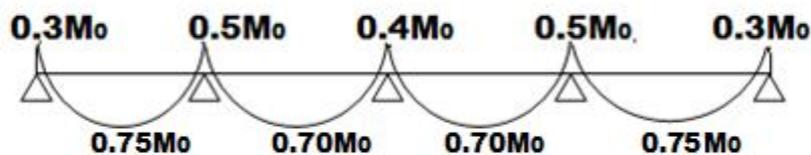
$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{276.74 \times 4.30^2}{8} = 639.62 \text{ KN.ml}$$

Travée **CD**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{276.34 \times 4.30^2}{8} = 639.62 \text{ KN.ml}$$

Travée **DE**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{276.34 \times 4^2}{8} = 553.48 \text{ KN.ml}$$



Calcul des armatures :

Aux appuis

Appuis	M _a KN. M	μ		Au (cm ²)	A _{min}	Observation	A (adoptée)
A	166.04	0.065	0.966	7.37	3.24	Au > Amin	3HA14+3HA16=10.65
B	319.81	0.125	0.932	14.71	3.24	Au > Amin	3HA 20+5HA16= 15.45
C	255.85	0.100	0.942	11.64	3.24	Au > Amin	3HA16+3HA16=12.06
D	319.81	0.125	0.932	14.71	3.24	Au > Amin	3HA 20+5HA16= 15.45
E	166.04	0.065	0.966	7.37	3.24	Au > Amin	3HA14+3HA16=10.65

Tableau X.3 ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée:

Appuis	M _t KN. M	μ		Au (cm ²)	A _{min}	Observation	A (adoptée)
A-B	415.11	0.163	0.910	19.56	3.24	Au > Amin	5HA25 = 24.54
B-C	447.73	0.176	0.902	21.29	3.24	Au > Amin	5HA25 = 24.54
C-D	447.73	0.176	0.902	21.29	3.24	Au > Amin	5HA25 = 24.54
D-E	415.73	0.163	0.910	19.56	3.24	Au > Amin	5HA25 = 24.54

Tableau X.3 ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Vérification :

Vérification de la contrainte à l'ELS :

- Dans le béton :

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

$$i_1 = \frac{100A_{\text{adopt}}}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de i_1 et k_1

$$\tau_{bc} = \frac{M_s}{K_1 S_1 d A}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appuis	M_s	i	i	k_1	bc	\bar{bc}	Observation
A	120.83	0.397	0.903	36.55	5.13	15	vérifiée
B	232.73	0.576	0.887	29.25	8.67	15	vérifiée
C	186.18	0.450	0.898	34.02	7.54	15	vérifiée
D	232.73	0.576	0.885	29.25	8.67	15	vérifiée
E	120.83	0.397	0.901	36.55	5.13	15	vérifiée

Tableau X.3 vérification des contraintes aux appuis.

En travée:

Appuis	M_s	i	i	k_1	bc	\bar{bc}	Observation
A-B	281.95	0.916	0.865	22.04	8.99	15	vérifiée
B-C	325.82	0.916	0.865	22.04	10.39	15	vérifiée
C-D	325.82	0.916	0.865	22.04	10.39	15	vérifiée
D-E	281.95	0.916	0.865	22.04	8.99	15	vérifiée

Tableau X.3 vérification des contraintes en travée.

Vérification au cisaillement :

$$v_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{v}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{b} = 2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}\right)$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{276.74 \times 4.3}{2} = 594.99 \text{KN}$$

$$v_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 2.22\text{MPa} \quad v_u \leq \bar{v}_u$$

$v_u \leq \bar{v}_u$ Condition vérifiée

Armatures transversales :

$$\Phi_t \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{t \min}\right) \text{cm}$$

$$\Phi_t \min(2; 4; 1.4) \text{cm}$$

$$\Phi \leq 1.4\text{cm} \text{ on prend } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, L'espace entre les cadres doit être :

En zone nodale :

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30 \right) cm$$

$$S_t \min (17.5, 30, 30) cm$$

$$S_t = 17 cm \quad \text{on prend } S_t = 10 cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 cm \quad \text{On prend } S_t = 15 cm$$

Vérification des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 40 \cdot 10 = 1.20 cm^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.02 cm^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

X-2 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d_{st}}$$

$$\text{Ou } N_{uf} = B^{3/4} \cdot 100$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linéaire (cm^2/ml).

$$N_{uf} = 201.39 \times 1.20 \times 1m = 241.67 KN$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{201.39 \times 10 \times (120 - 40)}{8 \times 30 \times 348} = 1.92 cm^2 / ml$$

On prend **5HA12 = 5.65 cm^2/ml**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$$

On prend **4HA10 = 3.14 cm^2**

IX-3 Ferrailage de la semelle sous voile (V_{L1})

Dimensionnement :

$$N_s = 1275.50 \text{KN} \cdot L = 3.30 \text{m} \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{1275.50}{250 \times 3.3} = 1.54 \text{m}$$

On prend : B=160cm

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{cm} = \frac{160-40}{4} + 5 = 35 \text{cm}$$

On prend : h=40 cm

Les dimensions adoptées sont les suivants :

B=160cm

h=40cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} = \frac{1275.50}{1.60 \times 3.3} = 241.57 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 241.57 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m

$$N_u = 1750.89 \text{KN}$$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8B} \Rightarrow M_u = \frac{1750.89 \times (1.60 - 0.4)^2}{8 \times 1.60} = 196.98 \text{KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_s} \Rightarrow (Z = 0.9d)$$

$$A = \frac{M_u}{Z_s} \Rightarrow A = \frac{196,98.10^3}{0,9 \cdot 37.348} = 17 \text{cm}^2$$

On prend **5HA20=18.84 cm²**

Armatures de réparation:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{18.84}{4} = 4.71 \text{cm}^2$$

On prend **8HA10=6.28 cm²**

IX-4 Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés 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)

$$\text{sont : } F = \frac{N}{r} \geq 20 \text{ KN}$$

- (25 cm × 30 cm) : site de catégorie S₂ et S₃
- (30 cm × 30 cm) : site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section (30 × 30)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

Avec N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérées

Armatures longitudinales :

$$N = 1378.97 \text{ KN} \\ = 12 \text{ (Zone II}_a \text{, site 3)}$$

$$F = \frac{1378.97}{12} = 114.91 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{s} = \frac{114.99 \times 10}{348} = 3.30 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0.6 % de la section totale .

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de A=4HA14=6.15cm²

Armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} \cdot \frac{b}{10} \cdot \varnothing_{t\min}\right) \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq \min(0.56, 3, 1.4) \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq 0.56 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA. L'espacement entre les cadres doit être ;

$$S_t \leq \min(20, 15\varnothing_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20, 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres S_t=15 cm

Bibliographie

- *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction*
- *Pratiques du BAEEL 91, cours et exercices corrigées.*

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.*

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.