

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : **DERABLA KHALIL ET CHAABNIA NASEREDDINE**

**Thème : ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION CONTRVENTE PAR PORTIQUES R+3**

Sous la direction de : **Mr. LABROUKI Bachir**

Juin 2014

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu notre Dieu qui nous a donné la force d'achever ce travail.

Nous remercions vivement notre encadreur M^{er}.Labruki pour l'aide précieux qu'il nous a offert dans l'élaboration de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier M^{er} Madi et M^{er} lafifi et l'ensemble des professeurs de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Aussi, nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin avec leurs conseils pour l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

Sommaire

Remerciement

Listes des tableaux et des figures

Chapitre I : Introduction – hypothèses sur les matériaux.....	(1-5)
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux et règles de calcul.....	(7-15)
Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments.....	(17-29)
Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires.....	(31-36)
Chapitre V : Calcul des planchers.....	(38-60)
Chapitre VI : Calcul des escaliers.....	(62-71)
Chapitre VII : Etude séismique.....	(73-114)
Chapitre VIII : Combinaison d'actions	(116-123)
Chapitre IX : Ferrailage	(125-146)
Chapitre X : Fondations	(148-157)

Conclusion

Bibliographie

résumé

Listes du figures :

(1-1)-vue du bâtiment	03
(1-2)-vue du bâtiment	04
(2-1)-diagramme contrainte déformation du béton	08
(2-2)- diagramme contrainte déformation du acier	11
(2-3)- diagramme contrainte déformation limite de la section	14
(3-1)-diagramme coupe plancher terrasse	19
(3-2)-l'acrotère	27
(5-1)-ferraillage du balcon	41
(5-2)-diagramme du moment	45
(5-3)-diagramme des efforts tranchantes	46
(5-4)-diagramme du moment	47
(5-5) - Diagramme d es efforts tranchants	48
(5-6) - diagramme du moment	48
(5-7) - Diagramme d es efforts tranchants	49
(5-8) - diagramme du moment	54
(5-9) - Diagramme d es efforts tranchants	54
(5-10) - diagramme du moment	55
(5-11) - Diagramme d es efforts tranchants	55
(5-12) - diagramme du moment	56
(5-13) - Diagramme d es efforts tranchants	56
(5-14) - schéma de ferraillage des poutrelles	60
(5-15) - Schéma de ferraillage plancher corps creux	60
(6-1) - plan de l'escalier	62
(6-2) - Schéma de ferraillage de l'escalier	70
(6-3) - Schéma de ferraillage de la poutre palier	71
(8-1) - Diagramme moment dans la poutre principale En travée et sur appuis	120
(8-2) - Diagramme effort tranchant dans la poutre principale	121
(8-3) -diagramme moment en travée dans la poutre secondaire (ELU)	122
(8-4) - diagramme moment en appuis dans la poutre secondaire (EA)	122
(8-5) - Diagramme Effort tranchant dans la poutre secondaire(ELU)	123
(9-1) - Schéma de ferraillage des poteaux	136
(9-2) - ferraillage des poutres Principale (coupe A-A ; B-B)	140
(9-3) - Schéma de ferraillage des poutres principale intermédiaire	141
(9-4) - Schéma de ferraillage des poutres principale de rive	142
(9-5) -ferraillage des poutres secondaires (coupe A-A ; B-B)	144
(9-6) - Schéma de ferraillage des poutres secondaires intermédiaire	145

(9-7)- Schéma de ferrailage des poutres secondaires de rive	146
(10-1 -) Schéma de ferrailage de la semelle	154
(10-2)- ferrailage de la semelle isolée	154

Liste des tableaux :

(2-1) Types d'acier	10
(3-1) Charges du plancher terrasse	19
(3-2) Charges du plancher étage courant	20
(3-3) Charges des murs extérieurs	20
(3-4) Charges du palier	22
(3-5) Charges de volée	22
(3-6) Charges du Balcon	23
(6-1) Combinaison pour l'escalier	63
(6-2) Calcul d'armatures pour l'escalier	63
(6-3) Calcul d'armatures pour la poutre palière de l'escalier	65
(8-1) Effort normale dans le poteau à ELU	67
(8-2) Effort normale dans le poteaux à ELS	117
(8-3) Effort normale dans le poteau à EA (G+Q+1,2EX)	118
(8-4) Effort normale dans le poteau à EA (G+Q-1,2EX)	118
(8-5) Effort normale dans le poteau à EA (G+Q+1,2EY)	118
(8-6) : Effort normale dans le poteau à EA (G+Q-1,2EY)	119
(8-7) Poutre principale (sens transversal)	119
(8-8) POUTRE SECONDAIRE(sens longitudinal)	123
(9-1) Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	128
(9-2) Efforts internes sous G+Q±1.2E	128
(9-3) Efforts internes sous 0.8G±E	129
(9-4) Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	131
(9-5) Efforts internes sous G+Q±1.2E	131
(9-6) Efforts internes sous 0.8G±E	132
(9-7) Caractéristiques de la poutre	137
(9-8) Ferrailage de la poutre principale	138
(9-9) Ferrailage de la poutre secondaire	142

Chapitre I

Présentation du projet

I. Présentation du projet :

I.1 Introduction :

Notre projet consiste à étudier et calculer l'ossature résistante d'un bâtiment à usage d'habitation implantée en Zone II de sismicité moyenne.

Il convient de noter que construire en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction par rapport à la situation non sismique.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment contreventé par portiques, il est composé d'un RDC plus trois étages identiques.

Ce bâtiment à usage d'habitation comporte des appartements au RDC ainsi qu'aux niveaux supérieurs, une cage d'escalier. Les murs extérieurs et intérieurs sont en maçonnerie et la terrasse est considérée inaccessible sauf pour entretien.

Cet ouvrage sera implanté dans la région de Guelma, qui est classée comme zone de sismicité moyenne (Zone IIa selon le RPA 99 version 2003).

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- ❖ Longueur.....20,80 m
- ❖ Largeur.....8,40 m
- ❖ Hauteur d'étage courant..... 3,06 m
- ❖ Hauteur du RDC.....3,06 m
- ❖ Hauteur Totale du bâtiment..... 12,24 m
- ❖ Surface du bâtiment.....174,72 m²
- ❖ Les planchers : Ils sont tous de type corps creux.
- ❖ Les balcon : Ils sont tous de type dalle pleine .

FIGURE I. 1 Vue du Bâtiment

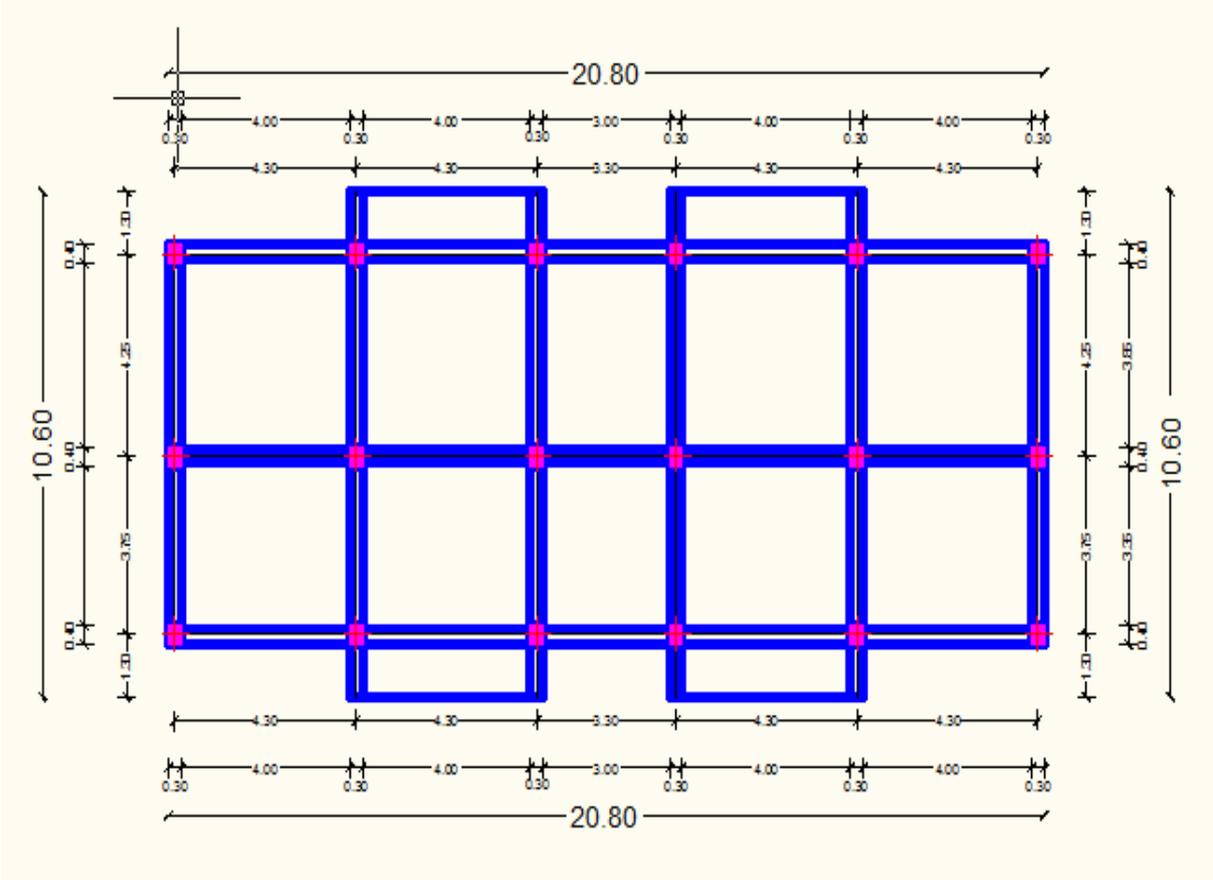
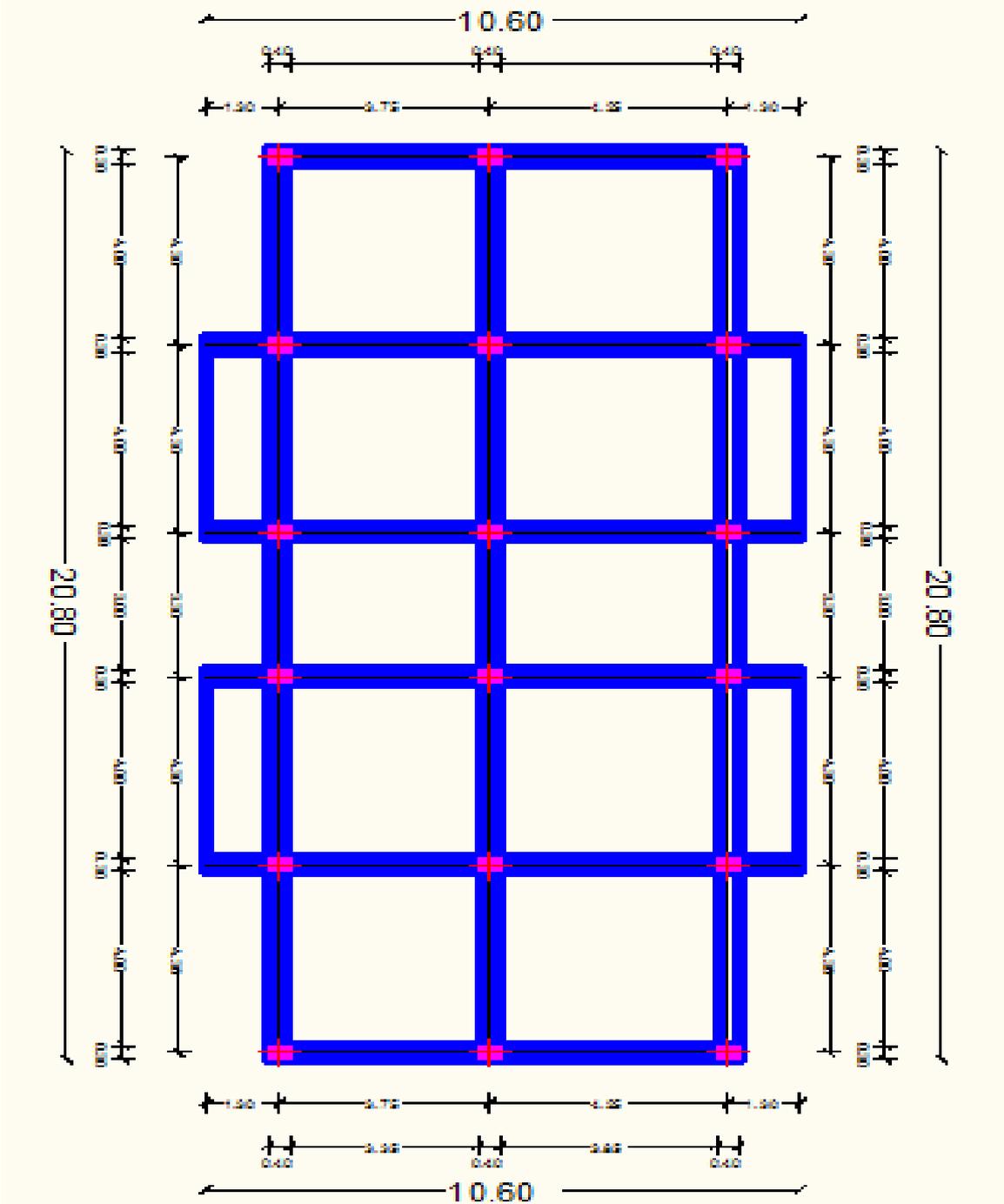
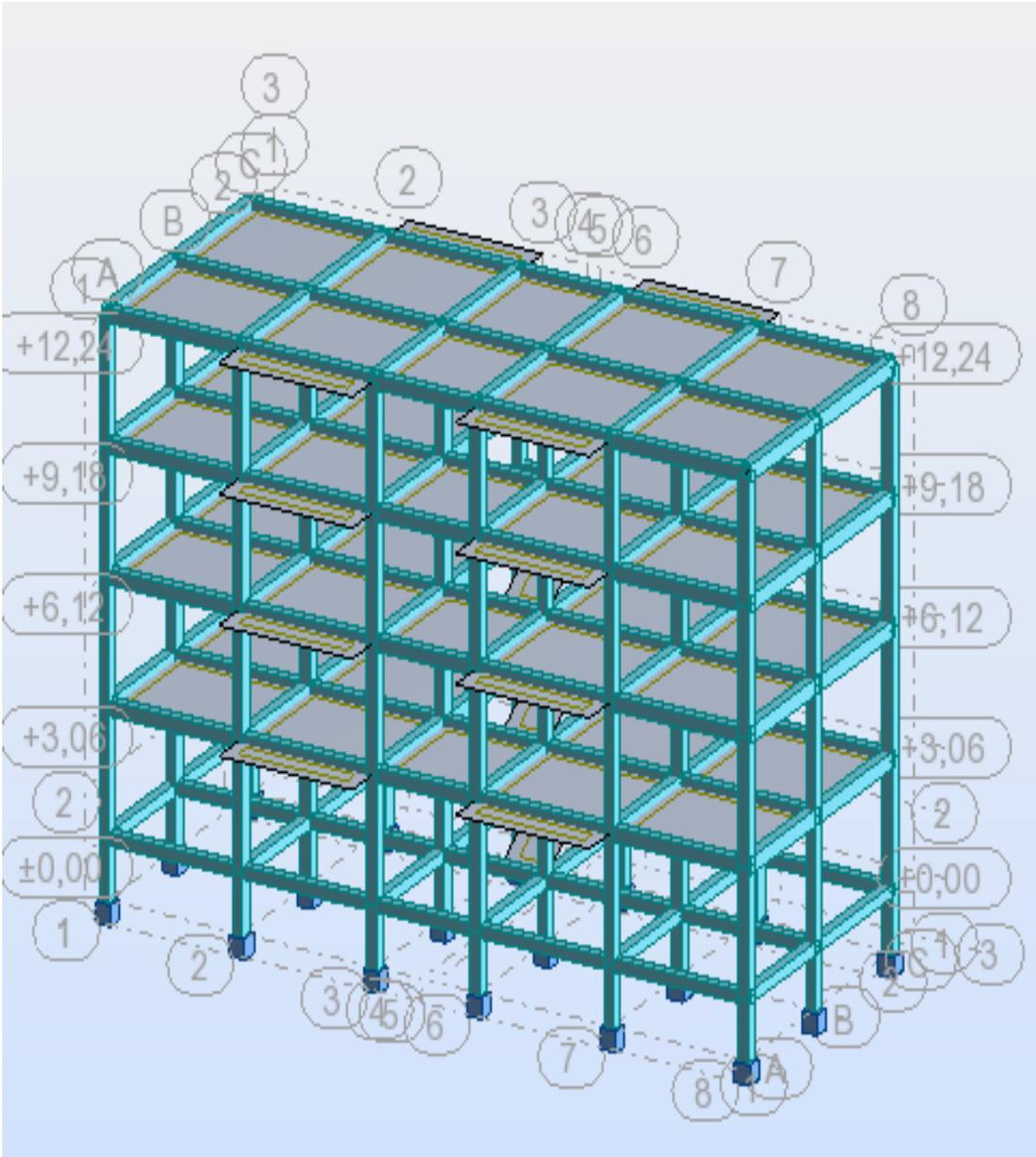


FIGURE I. 2. Vue du Bâtiment



Vue en 3D du bâtiment par ROBOT



Chapitre II

Caractéristiques mécaniques des matériaux et Règlements

II. Caractéristiques des matériaux et Règlements de calcul :

II.1. Les caractéristiques des matériaux :

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé.

Il est nécessaire de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé tel que : le béton et l'acier

II.1.1. Béton :

Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste bien à la compression mais mal à la traction, c'est pourquoi on lui associe l'acier, en raison de développer une grande résistance aussi bien en compression qu'en traction. Il doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), ainsi qu'aux règlements en vigueur en Algérie.

A/ Résistances du béton :

1°/ Résistance à la compression (f_{cj}) :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique spécifique, celle-ci, notée f_{c28} , est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasée en compression centrée. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée f_{cj} avec les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1) \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \geq 60 \text{ jours} \\ \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2) \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j = 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

choix de f_{c28}

En utilisant le tableau des valeurs admises de f_{c28} en fonction du type et du dosage en ciment (350 kg/m^3 de ciment classe CPJ 42.5R) et des conditions de fabrication (auto contrôle surveillé), et en considérant aussi que le RPA exige pour les structures en béton armé une contrainte f_{c28} minimale

de 22 MPa nous allons donc adopter pour notre structure de bâtiment: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Diagramme Contraintes Déformations du béton :**

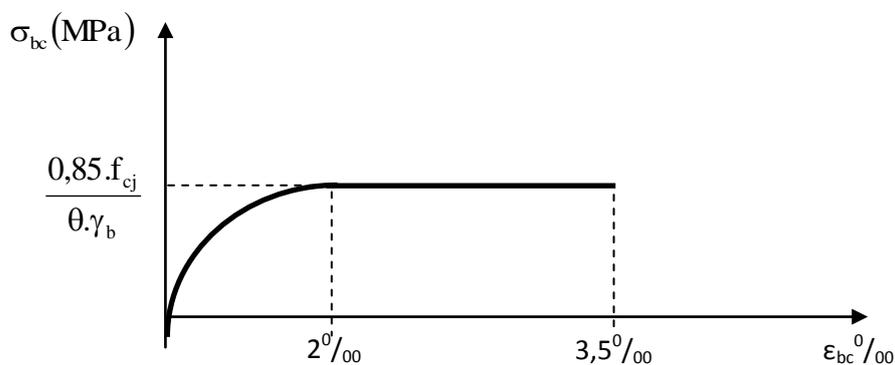


Figure 2.1. : Diagramme Contraintes Déformations du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \textit{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \textit{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \dots \dots \dots t > 24h. \\ 0,9 \dots \dots \dots 1h < t < 24h. \\ 0,8 \dots \dots \dots t < 1h. \end{array} \right.$$

2°/ Résistance à la traction (ftj) :

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchés .
- Essai brésilien par fendage du béton .

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} & \text{Pour } j = 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = 0,275f_c^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

B/ Coefficient de Poisson et Module de déformation longitudinale :

1°/ Coefficient de Poisson (v) :

Le coefficient de Poisson est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS.} \\ v = 0 \dots \dots \dots \text{ELU.} \end{array} \right.$$

2°/ Déformations instantanées (E_{ij}) :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression à j jours en « MPa ».

3°/ Déformations différées (E_{vj}) :

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à j jours est donné par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{ou} \quad E_{vj} = E_{ij}/3$$

Ainsi, pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$, : $E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$.

II.1.2 Aciers :

les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égal à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à $E_s = 2.10^5$ MPa.

On a trois types d'acier que l'on pourrait utiliser dans notre projet :

Type	Nuance	Limite élastique F_e (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	F_e E400	400	310-490	22%
	F_e E500	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	F_e E215	215	480	14%
	F_e E235	235	550	12%
Treillis soudés	F_e E500	500	550	12%

Tableau 2.1. : Types d'acier

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- Aciers de haute adhérence F_e E400..... armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL) : F_e E215.....étriers , cadres ,épingles.
- Treillis soudés (TS) : F_e E500.....tables de compression.

- **Diagramme contraintes-déformations de l'acier** :

Ce diagramme se compose de deux parties :

- De 0 à ϵ_1 d'une droite ($\sigma = E_s \cdot \epsilon$) de pente ($E_s = 2.10^5$ MPa) .
- Et de ϵ_1 à 10‰ d'une droite horizontale $\sigma = f_e / \gamma_s$.

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situations fondamentales.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{situations accidentelles.} \end{array} \right.$

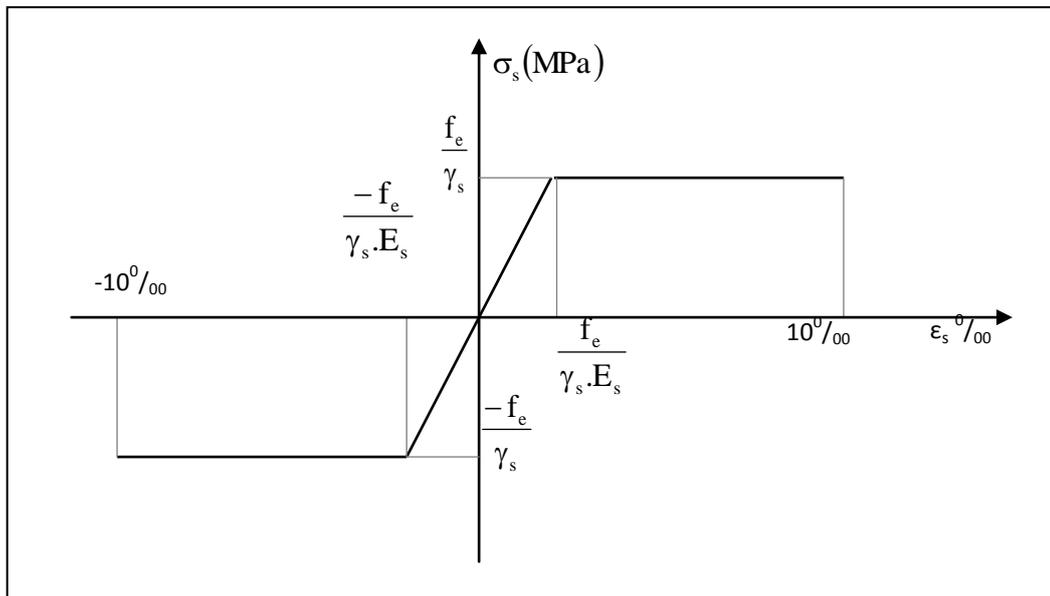


Figure 2.2. : Diagramme contraintes-déformations

II.1.3. Contraintes de calcul :

Pour l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

A/ Béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$, $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25} = 2985,6\text{MPa}$.

- **ELU :**

- **Contrainte ultime de compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} .$$

Tel que \Rightarrow $\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situations fondamentales} \Rightarrow f_{bu} = 14,2\text{MPa}$.
 $\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situations accidentelles} \Rightarrow f_{bu} = 18,2\text{MPa}$.

- **ELS :**

- **Contrainte limite de compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

Lorsque les armatures sont d'âmes droites ou lorsqu'elles comportent à la fois des barres relevées et des barres droites, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le mode de fissuration :

- $\tau = \min(0,13.f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$fissuration peu nuisible.

- $\tau = \min(0,1.f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ fissuration préjudiciable(ou très préjudiciable).

B/ Acier :

- **ELU :** $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \begin{cases} 400\text{MPa}.....\textit{situations accidentelles.} \\ 348\text{MPa}.....\textit{situations durables.} \end{cases}$$

- **ELS :** Il y'a trois cas à distinguer :

➤ **Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) :**

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

➤ **Fissuration nuisible (préjudiciable) :**

$$\sigma_s = \min(2/3 f_e ; 150\eta) \text{ en MPa.}$$

$$\eta = \begin{cases} 1.....\textit{Pour(R.L).} \\ 1,6.....\textit{Pour(H.A).} \end{cases}$$

➤ **Fissuration très nuisible :**

$$\sigma_s = \min(0.5 f_e ; 110 \eta) \text{ en MPa.}$$

II.2. Règlements de calcul:

Les règlements utilisés pour les calculs et la vérification de cet ouvrage sont:

- RPA 99 Version 2003
- CBA 93 (BAEL 91)
- RNV 99

II.2.1. Définition des états limites :

C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service :

A/ Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

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

• Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

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

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

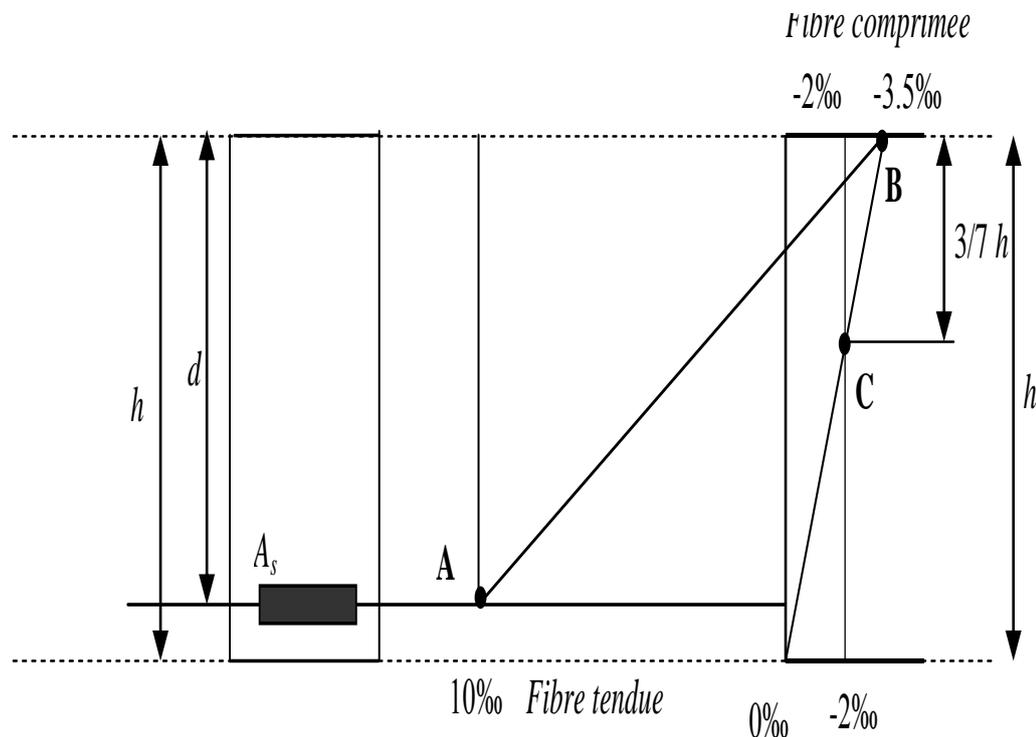


Figure 2.3. : Diagramme des déformations limites de la section

B/ Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- la valeur limite de la compression du béton.
- la valeur limite de l'ouverture des fissures.
- la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

• Hypothèses de calcul à l'ELS :

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport $\ll n \gg$ du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

II.2.2. Principe d'application des règles (BAEL 91) :

Le principe consiste à vérifier la condition suivante : $S1 \leq S2$, tel que :

S1 : sollicitations agissantes de calcul.

S2 : sollicitations résistantes de calcul.

Chapitre III

Prédimensionnement des éléments

III. Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges :

Il a pour but le dimensionnement préliminaire des sections des différents éléments résistants selon les prescriptions du CBA93 et du RPA99/version 2003.

III.1. Planchers :

Les planchers sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique, et phonique.

Les planchers de notre bâtiment étant des planchers en corps creux, elles sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée par un treillis soudé reposent sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, les dimensionnement de ces planchers doivent respecter les conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coupe-feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

On choisit une épaisseur de 11cm pour deux heures de coupe-feu nécessaire à l'évacuation du bâtiment.

- **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits exige une épaisseur minimale de **16 cm**

$$e \geq 16 \text{ cm}$$

- **Condition de flèche**

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

$$1) \quad h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \dots \Rightarrow \dots \quad h_t \geq \frac{400}{22,5} \geq 17,77 \text{ cm}$$

Avec :

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée entre nus des travées de la poutrelle.

Dans notre cas

L = 4,00m donc $h_t \geq 17,77\text{cm}$.

2) De plus h_t doit vérifier la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{M_t}{15M_0} L \quad \text{Avec :}$$

si le panneau considéré est continu au de la de ses appuis : $M_t = 0,75M_0$

$$h_t \geq \frac{0,75}{15} 400 \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Conclusion :

On prend un plancher en corps creux de **(16+4) cm**

-**16cm** hauteur de corps creux

- **04cm** épaisseur de la dalle de compression Dans le but de faciliter et éviter les erreurs d'exécution sur chantier, nous allons évaluer les sollicitations pour les différentes poutrelles du plancher terrasse ainsi que celles du plancher étage courant, et puis ne calculer le ferrailage que pour les appuis et les travées les plus sollicitées et généraliser ce ferrailage a toutes les travées et tous les appuis.

Evaluation des charges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

➤ **Les planchers**

a) Charges du plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

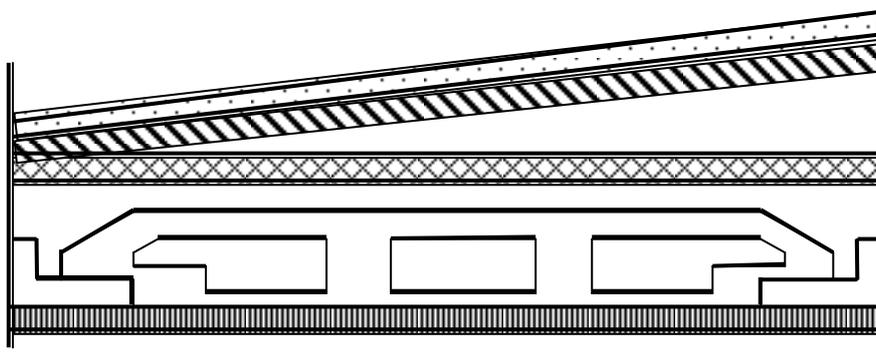


Figure.3.1: Coupe plancher terrasse

• **Charges du plancher terrasse (inaccessible) :**

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	1600	80
2	Etanchéité multicouche	/	/	12
3	Béton de pente	0.12	2200	264
4	Isolation thermique	0.04	40	1.6
5	Plancher en corps creux	0.16+0.04	/	265
6	Enduit plâtre	0.03	1000	30

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sum G = 652,6 \text{ Kg/m}^2$$

Tbleau3.1 : Charges du plancher terrasse

b) Charges du plancher étage courant :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Marbre	0.02	2800	56
2	Chape en ciment	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.03	1700	51
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	/	265
5	Cloison de distribution	/	/	100
6	Enduit plâtre	0.03	1000	30

$$Q = 150\text{g/m}^2$$

$$\sum G = 542\text{kg/m}^2$$

Tbleau3.2 : Charges du plancher étage courant

- Charges de la maçonnerie (éléments de remplissages)

Murs extérieurs :

Ce sont des murs en doubles cloisons, c'est-à-dire en briques creuses de 10cm et de 15cm, séparées par une lame d'air de 5cm, le calcul du poids du mur est représenté dans le tableau suivant :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	1800	36
2	Briques creuses	0.10+0.15	/	220
3	Enduit plâtre	0.02	1000	20

$$\sum G = 276$$

Tbleau3.3 : Charges des murs extérieurs

III.2. Les escaliers :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction.

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Dans cet ouvrage, nous avons deux types d'ouvrages.

- **Type étage courant :**

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : **59 cm < (g+2h) < 66 cm.**

h : varie de 14 cm à 20 cm.

g : varie de 22 cm à 33 cm.

Hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m.

Giron.....g = 30cm.

Pour h =17 cm on aura 8 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 \cdot 8 = 240 \text{ cm} = \mathbf{2,4 \text{ m.}}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ.$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{1,53}{\sin \alpha} = 2,85 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,5 \text{ cm} \leq e \leq 14,25.$$

On prend comme épaisseur : **e = 14 cm.**

A) Descente des charges pour palier :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Marbre	0.02	2800	56
2	Lit de sable	0.03	1700	51
3	Chape en ciment	0.02	2000	40
4	Enduit ciment	0.02	1800	36
5	Dalle en béton	0.14	2500	350

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\sum G = 533 \text{ kg/m}^2$$

Tbleau3.4 : Charges du palier

B) Descente des charges pour volée :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Volée	0.14/cos α	2500	415.08
2	Marche	0.17/2	2200	187
3	Chape en ciment	0.02	2000	40
4	Enduit ciment	0.02	1800	36
5	Marbre	0.02	2800	56
6	Garde corps	/	/	100

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\sum 834,08 \text{ kg/m}^2$$

Tbleau3.5 : Charges de volée

III.3. Balcons :

Les balcons sont des consoles de dalle pleine en béton armé, de longueur de 1.40 m

L'épaisseur de la console est donnée par la condition de flèche suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On prend $e = 16 \text{ cm}$

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Poids propre de dalle	0.15	2500	400
2	Lit de sable	0.03	1700	51
3	Chape en ciment	0.02	2000	40
4	Enduit ciment	0.02	1800	36
5	Cloison	/	/	100
6	Carrelage	0.02	2200	44
7	Garde corps	/	/	198

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\sum G = 877 \text{ kg/m}^2$$

Tbleau3.6 : Charges du Balcon

III.4. Les poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

Selon le CBA 93.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad \Rightarrow \quad 0.3 h \leq b \leq 0.8 h$$

Avec :

L : portée entre axes

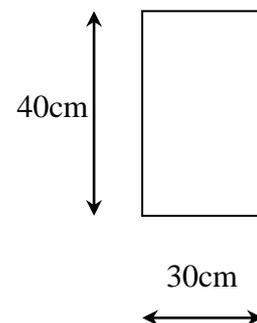
h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a) Poutres principales : sens transversale

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \quad \Rightarrow \quad 30,66 \leq h \leq 46$$



On prend $h = 40\text{cm}$

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.8 \cdot 40 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 32$$

On prend $b = 30\text{cm}$

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ h/b \leq 4 \quad 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

*Les poutres principales sont d'une section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

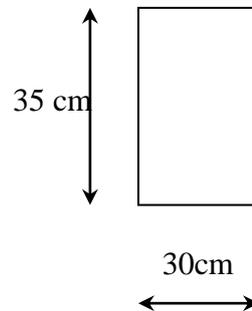
b) Poutres secondaires (chainage) : sens longitudinale

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$26,66 \leq h \leq 40$$

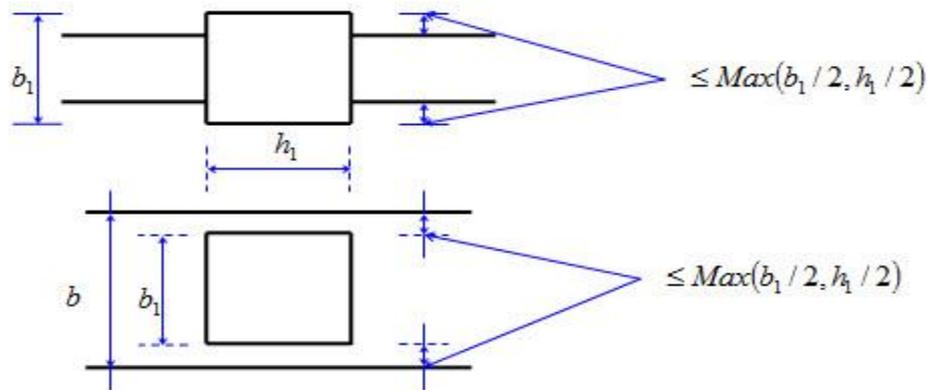


On prend $h = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre sera : \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot h \leq b \leq 0,8 \cdot h \\ 10,5 \leq b \leq 28 \end{array} \right.$

Pour une raison d'esthétique on adopte : $b = 30\text{cm}$

- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)



- ** $h \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifier
- ** $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifier
- ** $h/b \leq 4$ $35/30 = 1,16 \leq 4$ \Rightarrow vérifier

Donc on prendra pour toute la poutre secondaire (chainage) $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

c) Poutre palière

L = 300 cm

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \leq \dots \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$
- La largeur de poutre : $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,8 \cdot h$
 Donc : $9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$ Pour une raison d'esthétique on adopte :

b = 30 cm

Alors la section de la poutre palière sera **(30X35)**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

- $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 > 30 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 > 20 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1,16 \leq 4 \quad \dots \Rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$

d) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a : **b** : largeur totale de la table de compression.

h : épaisseur du plancher (hauteur de la poutrelle) = 20 cm.

L_x : distance maximale entre axes de deux poutrelles voisines.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x.

Donc: $0,3 h \leq b_0 \leq 0,8 h$; $h = 20 \text{ cm} \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$

On adopte : **b₀ = 15 cm**

On aura: $b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\} \Rightarrow b \leq 2 b_1 + b_0$

$L_x = 65 \text{ cm}$, $L_y = 400 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 25 + 15$

On adopte: **b₀ = 15 cm** , **b = 65 cm** , **h₀ = 5 cm** , **h = 20 cm**

III.5. L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont indiquées sur la figure ci-dessous :

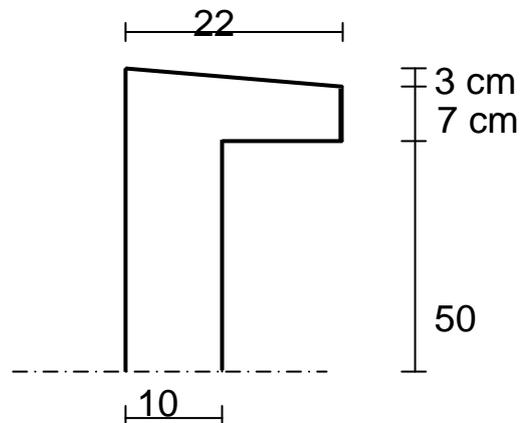


Figure 3.2: L'Acrotère

$$S = (50 \times 10) + ((22 \times 10) - ((22 \times 3) / 2))$$

$$S = 687 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.0687 \times 2500 = 171.75 \text{ Kg/ml}$$

III.6. Les poteaux :

Un poteau est un élément porteur vertical du système structural.

Son rôle consiste à supporter les charges verticales (effort de compression) ,participer s'il y a lieu à la stabilité transversale . Il sert aussi comme chaînage vertical.

Le predimensionnement des poteaux sera fait en compression centrée selon les règles du CBA 93 et du RPA.

- Le poteau intérieur le plus sollicité est celui délimité par les deux axes. Pour tenir compte de la continuité on doit majorer la surface afférente du poteau. On est au voisin du poteau de rive alors on majore la surface de 10% donc 1,1.S

$$S = (4 + 3,5 + 4 + 3,5) = 15 \text{ m}^2 \quad ; \quad S1 = 1,1 \times 15 = 16,5 \text{ m}^2$$

$$G_{EC} = 542 \text{ Kg /m}^2$$

$$Q_{EC} = 150 \text{ Kg /m}^2$$

$$G_{\text{Terrasse}} = 652,6 \text{ Kg /m}^2$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 100 \text{ Kg /m}^2$$

$$N_G = 1,1 (5 \cdot G_{\text{E.C}} + G_{\text{Terrasse}}) \cdot 1,1 \cdot S = 1,1 \cdot (3.542 + 652,6) \cdot 16,5$$

$$N_G = 0,413 \text{ MN}$$

$$N_Q = (3 \cdot Q_{\text{EC}} + Q_{\text{Terrasse}}) \cdot 1,1 \cdot S = (3 \cdot 150 + 100) \cdot 16,5$$

$$N_Q = 0,0907 \text{ MN}$$

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \cdot 0,413 + 1,5 \cdot 0,0907$$

$$N_U = 0,6936 \text{ MN}$$

D'après les prescriptions du RPA les dimensions du poteau sont :

Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et IIa.

Si on adopte un poteau rectangulaire de section carrée 30 x35 cm².

L'effort normal capable que peut supporter ce poteau sera déterminé par :

$$\overline{Nu} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$A_s = 0,2\% B$$

$$\text{Et donc } \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{B \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + 0,2 \cdot 10^{-2} B \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50$$

$$\text{si on se fixe : } \lambda = 24,62 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{24,62}{35} \right)^2} = 0,77$$

on aura :

$$\overline{Nu} = 0,77 \cdot 0,30 \cdot 0,35 \cdot \left[\frac{25}{0,9 \cdot 1,35} + 0,2 \cdot 10^{-2} \frac{400}{1,15} \right] = 1,553 MN$$

A comparer avec N_u appliqué qui est égal a 0,6936MN, on trouve que $Nu < \overline{Nu}$

Donc la section du poteau (30x35)cm² est suffisante, et Pour plus de sécurité et pour prendre en compte les approximations du pré-dimensionnement on prendra: un poteau rectangulaire de (30x40) cm²

- **Vérification** :

Selon l'article 7-4-1 du RPA, des vérifications de la section transversale des poteaux doivent être satisfaite en zone IIa.

$$\text{Zone IIa : } \left\{ \begin{array}{ll} \text{Min (a ,b) } \geq 25\text{cm} \dots\dots\text{en zone IIa} & \Rightarrow 30 > 25 \\ \text{Min (a ,b) } \geq He/20 & \Rightarrow 0,3 > 0,153 \\ 1/4 < a/b < 4 & \Rightarrow 0,25 < 0,75 < 4 \end{array} \right.$$

Chapitre IV

Calcul des éléments secondaires

IV. Calcul des éléments secondaires :

IV.1. Calcul de l'acrotère :

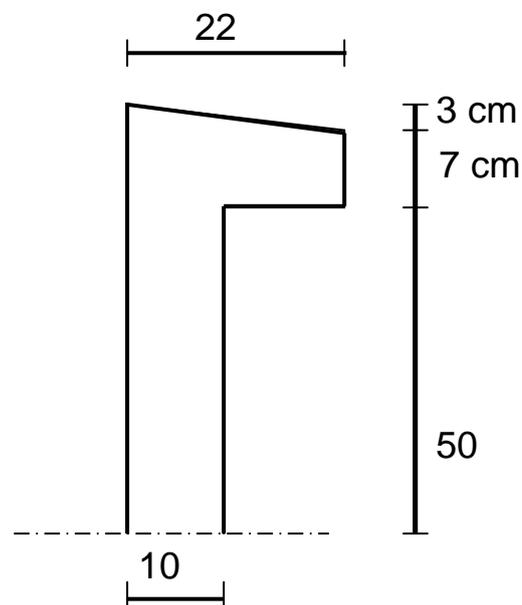
L'acrotère est un élément de construction complémentaire du plancher terrasse ayant pour but principal d'assurer la sécurité et la protection contre toute chute.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, sollicité par son poids propre et par l'action d'une surcharge horizontale correspondante à la **main courante**

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

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

L'ouvrage comprend un seul type d'acrotère. Il s'agit d'acrotère coulé sur place, sa hauteur est de 60 cm, son épaisseur de 10 cm.



Dimensions de l'acrotère

a. Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre de l'acrotère, on a : $G = \rho \times s \times l m$

$$G = 0,0687.2500.1 = 171,75 \text{ kg /ml}$$

Effort horizontal du à la main courante : il s'agit de la surcharge d'exploitation d'un plancher terrasse inaccessible prise égale à :

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

Moment de renversement engendré par Q est égal à : $M = Q \times H$

$$M = 100.0,60 = 60 \text{ kg/ml}$$

b. Combinaisons des sollicitations :

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (Kg/ml)	231,86	171,75
M (Kg.ml)	90	60

Combinaisons des sollicitations**c. Calcul de l'excentricité :****➤ Etat limite ultime (ELU) :**

$$e_o = M_u / N_u = 90 / 231,86 = 0,388 \text{ m}$$

$$e_o = 0,388 \text{ m} > h / 2 = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ m}$$

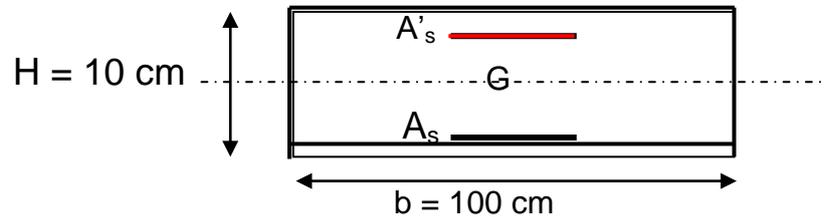
$e_o > h / 2$ donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 60 / 171,75 = 0,35 \text{ m}$$

$$e_o = 0,35 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée.

d. Calcul du ferrailage :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée

On a : $b = 100 \text{ cm}$ et $d = 8 \text{ cm}$ (fissuration préjudiciable).

Soit :

C : Le centre de poussée (pression).

e : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée.

Le moment fictif M_f est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 231,86 \left(0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 96,95 \text{ kg.m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, \quad f_{ed} = 348 \text{ MPa}, \quad \mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{969,5 \times 10^{-6}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \text{ d'où } A_s' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,08(1 - 0,6 \times 0,0106) = 7,94 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{969.5 \times 10^{-6}}{0.0794 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0.35 - \frac{231.86 \times 10^{-2}}{348} = 0.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} \text{ Avec } A_{\min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

On trouve $A_{\min} \geq A_s \Rightarrow A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 4HA6 soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à l'Etat de service (ELS) :**

$$M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} (d - h/2) + M_{\text{serG}}$$

$$M_{\text{serA}} = 171,75 (0,08 - 0,1/2) + 60 = 65.1 \text{ kg.m} = 0,000651 \text{ MN.m}$$

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

$$\overline{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{cases} = 202 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \cdot 0,08 = 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - y_1/3 = 6,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \overline{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot y_1 \cdot Z_1 \cdot 0,5 = 0,021 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{serA}} < M_1 \quad \text{d'où :} \quad A'_{\text{ser}} = 0$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{serA}}}{Z_1 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{0,000651}{0.066 \times 202} = 0,49 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion :**

$$A_s = \text{Max}(A_{\text{ser}}, A_u, A_{\min}) = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ soit 4HA6 soit } A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3HA6 = 0,85 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (τ_u : contrainte de cisaillement)

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

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{150 \cdot 10^{-5}}{0,08 \times 1,0} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément qui ressemble à une dalle par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec $\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$ condition est vérifié et donc pas d'acier transversal.

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

Selon le RPA 99 Version 2003 (article 6.2.3), les forces horizontales de calcul F_p sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ avec :

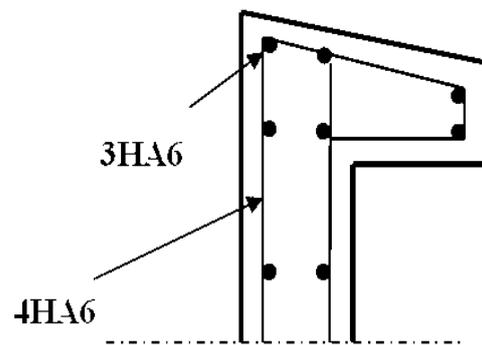
A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donné par le tableau : 6.1 du RPA. ($C_p = 0,8$).

$$W = 171,75 \text{ Kg} \Rightarrow F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 171,75 = 137,4 \text{ Kg}$$

$$Q = 100 \text{ Kg}$$

$F_p < 1,5 \cdot Q$ condition vérifiée.



Ferrailage de l'acrotère

Chapitre V

Calcul des planchers

V. Calcul des planchers :

V.1. Balcons :

Notre structure comporte un seul type de balcon, et on adopte le ferrailage trouvé pour tous les balcons.

Le type de balcon est en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre

L'épaisseur est donné par la relation :

$$e_p \geq L/10 \text{ d'où } 130/10 = 13 \quad \text{on adopte : } e_p = 16 \text{ cm.}$$

V.1.1. Charges et surcharges :

Charges permanentes : $G_1 = 8,77 \text{ KN/ m}^2$.

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$

charges de garde corps : $G_2 = 1,98 \text{ KN/ m}^2$.

V.1.2. Sollicitation de calcul :

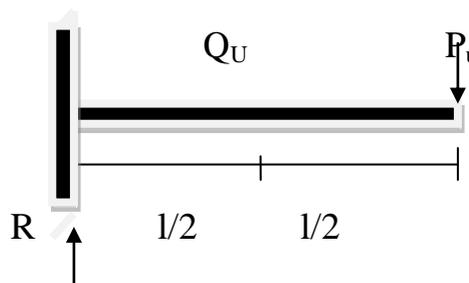
➤ Etat limite ultime (ELU) :

le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

$$q_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \cdot 8,77 + 1,5 \cdot 3,5 = 17,09 \text{ KN/ m}^2.$$

$$p_u = 1,35 \cdot 1,98 = 2,673 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } M_u = 20,5 \text{ KN.m}$$



➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = G_1 + Q_1 = 8,77 + 3,5 = 12,27 \text{ KN / ml}$$

$$p_s = 1,98 \text{ KN}$$

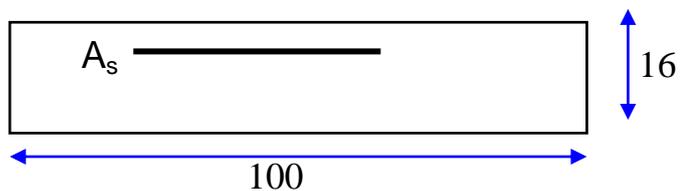
on a : $M_{\text{ser}} = 14,80 \text{ KN .m}$

V.1.3. Calcul des armatures:

➤ **ELU :**

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 14,4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,069$$



$$\mu < 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \epsilon_s = 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,090$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13,88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4,24 \text{ cm}^2$$

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\text{min}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ser} = 14,80 \text{ KN.m}$$

Condition d'équilibre : $\sum F = 0$

$$F_b = F_s \dots \Rightarrow \dots \frac{1}{2} B \cdot y \sigma_{bc} = A_s \cdot \sigma_s \quad \text{Avec : } \sigma_s = 15 \sigma_{bc} \cdot A_s \left(\frac{d-y}{y} \right)$$

$$B \cdot y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot A \cdot d$$

$$100 \cdot y^2 + 127,2 \cdot y - 1831,68 = 0 \quad \text{d'où } y = 3,69 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 8969,96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I = 6,08 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_1 = M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s = 0,0053 \quad \text{d'où } \beta_1 = 0,885$$

$$Z_1 = \beta_1 \cdot d$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{14800}{12,744 \times 202} = 5,75 \text{ cm}^2$$

2. Conclusion :

$$A_s = \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 5,75 \text{ cm}^2 \text{ soit 3HA16 soit } A = 6,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,51 \text{ cm}^2, \text{ soit 4HA8} = A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

V.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = q.l^2/2 + pl = 26.6KN$$

$$\tau_u = \frac{26600}{1000 \times 144} = 0,185MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable on a

$$\bar{\tau}_u \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = \min(0.15 \frac{25}{1.5}, 4) = 2.5MPa$$

$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$ condition est vérifié

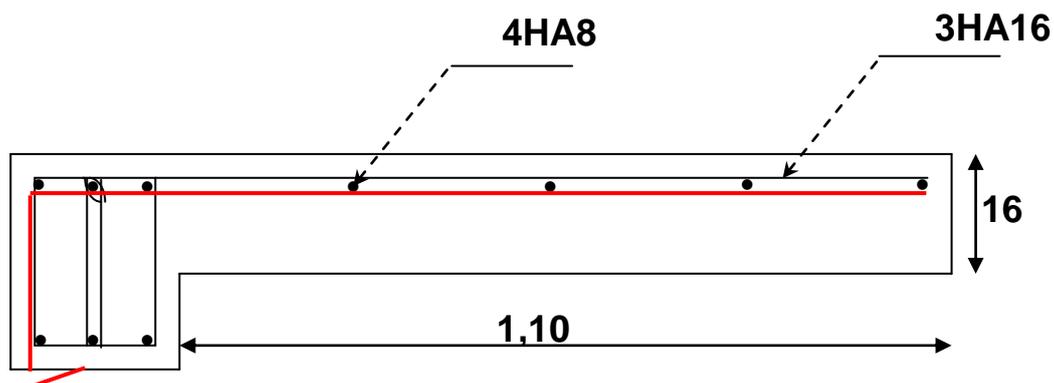
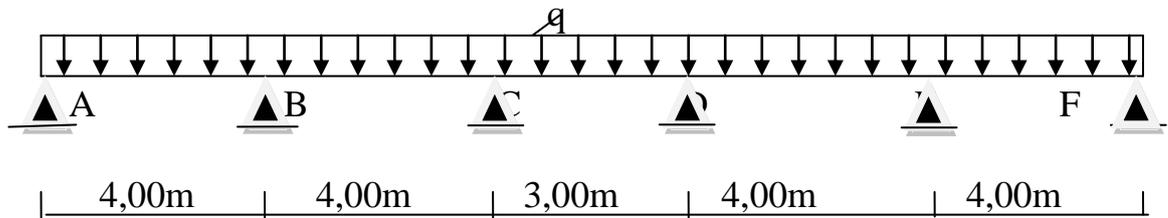


Figure5.1 : Ferrailage du Balcon

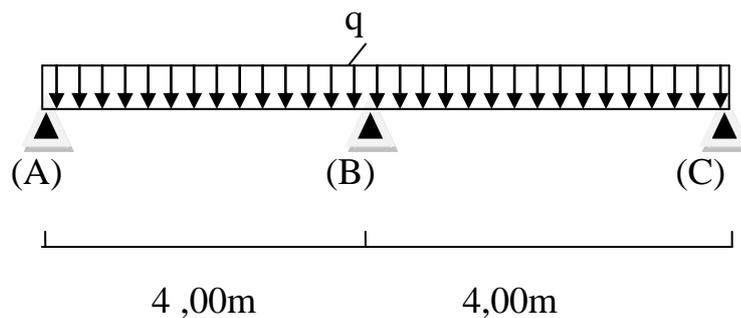
V.2 Les planchers :

Le calcul des planchers se résume en celui d'une poutrelle et d'une table de compression. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de poutrelles :

- **Type 1 : Poutrelle à 05 travées(terrasse et étage courant)**



- **Type 2 : Poutrelle à 2 travées(étage courant)**



V.2.1. Calculs à l'ELU :

V.2.1.1. Détermination des moments et efforts tranchants

dans les poutrelles :

Pour cette étude, nous disposons de 3 méthodes applicables selon leurs domaines :

1. Méthode forfaitaire
2. Méthode de Caquot
3. Méthode des trois moments

- **Méthode forfaitaire :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées

➤ **Conditions d'applications :**

1- $Q \leq 2G$ ou bien $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

3- Les portées successives sont :
$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

Vérification des conditions d'application :

-1^{ère} condition : $Q = 1 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ satisfaite.

-2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.

-3^{ème} condition :
$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{array} \right. : 3/4 = 0,75 ; 4/3 = 1,33$$

non satisfaite.

-4^{ème} condition : fissuration préjudiciable non satisfaite.

Note : les conditions d'application ne sont pas satisfaites, on utilise la méthode de Caquot.

- **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L_g$ travée intermédiaire.

$L' = 0,8 L_d$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

- Cas des charges uniformément réparties.

➤ Moment en appuis : $M_i(q) = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$

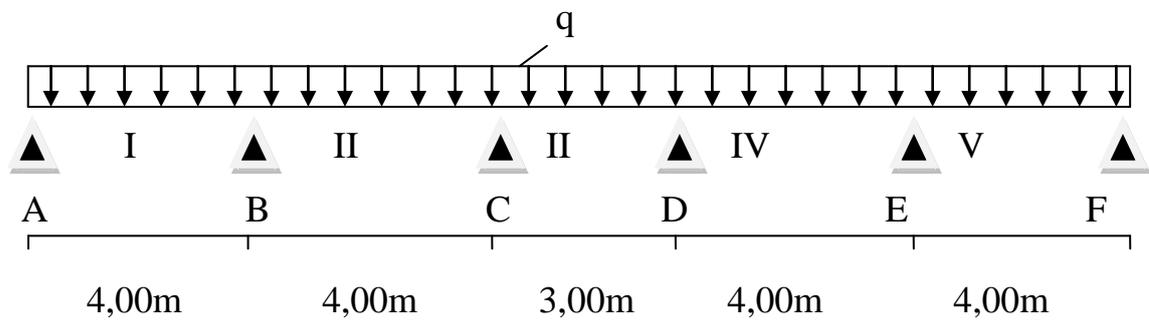
➤ Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{array} \right.$

➤ Efforts tranchants : $\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{array} \right.$

Les résultats de nos calculs seront donnés sous forme de diagrammes

A. terrasse Plancher:

Nous avons un seul type de poutrelles



$G = 652,6 \text{ kg/m}^2 ; Q = 100 \text{ kg/m}^2 ;$

$Q_u = (1,35 G + 1,5Q) = 1031 \text{ kg/m}^2$

La charge revenant à chaque poutrelle :

$q_u = 1031 \times 0,65 = 670,15 \text{ kg/ml}$

Calcul des moments sur appuis et en travées :

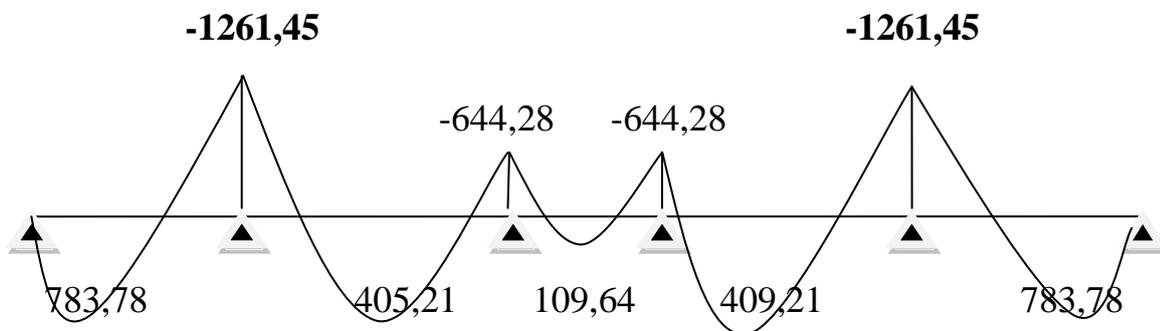


Figure5.2 : Diagramme des moments (Kg .m)

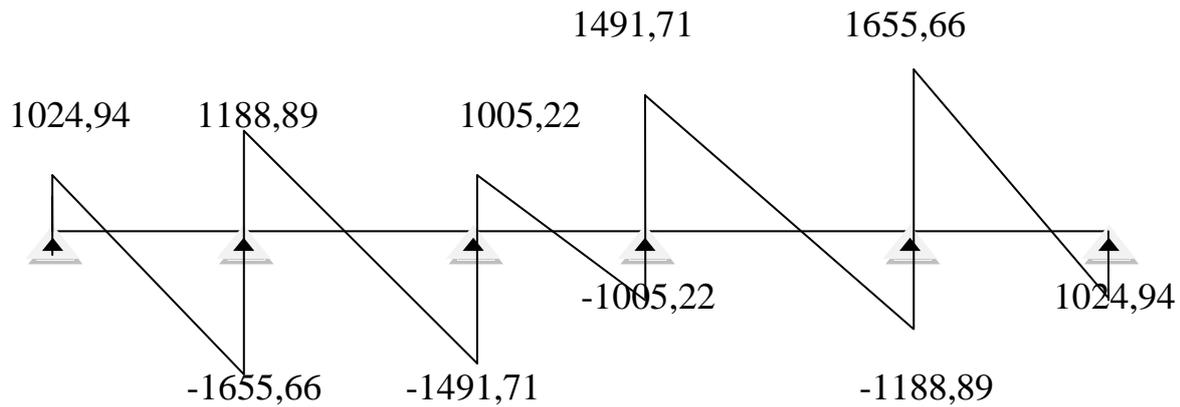
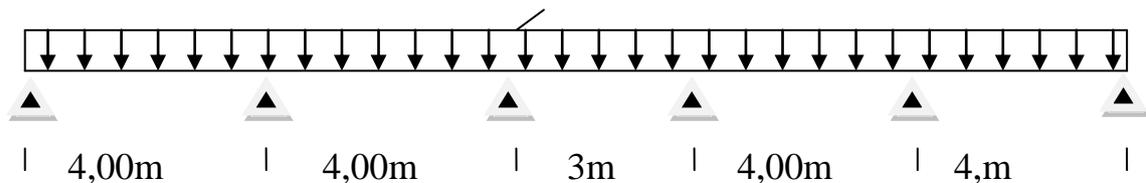


Figure5.3 : Diagramme des efforts tranchants (Kg)

Plancher étage courant :

Poutrelles type 1 (05travées)



$$G = 542 \text{ kg/m}^2 ; Q = 150 \text{ kg/m}^2 ;$$

La charge revenant à chaque poutrelle :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 621,72 \text{ kg/ml}$$

Vérification des conditions d'application :

-1^{ère} condition : $Q = 1,5 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ (satisfaite).

-2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ (satisfaite).

$$-3^{\text{eme}} \text{ condition : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases} : 3/4 = 0,75 ; 4/3 = 1,33$$

(non satisfaite).

-4^{eme} condition : fissuration non préjudiciable (satisfaite).

Note :

les conditions d'application ne sont pas satisfaites, on utilise la méthode de Caquot.

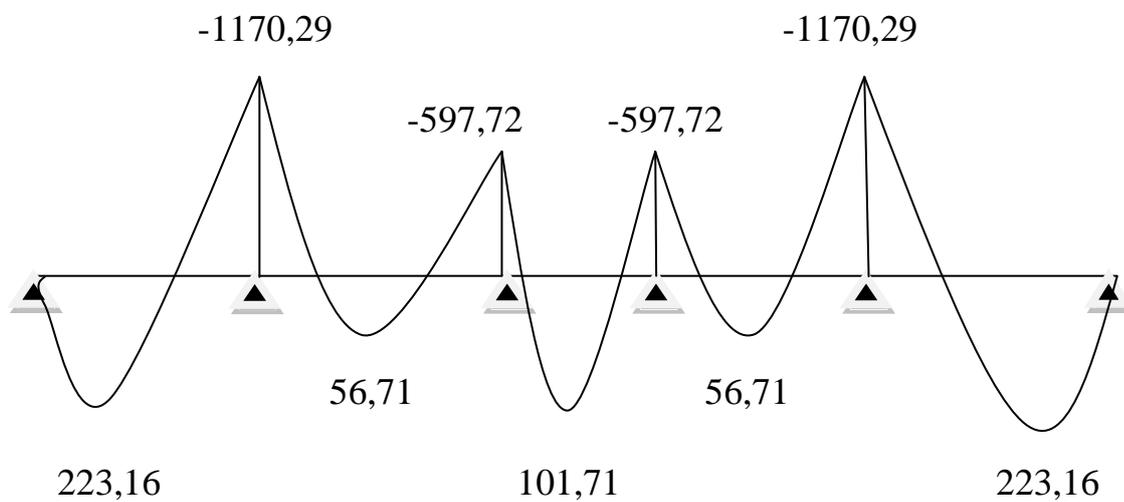


Figure5.4 : _Diagramme des moments (Kg .m)

Calcul des l'effort tranchants :

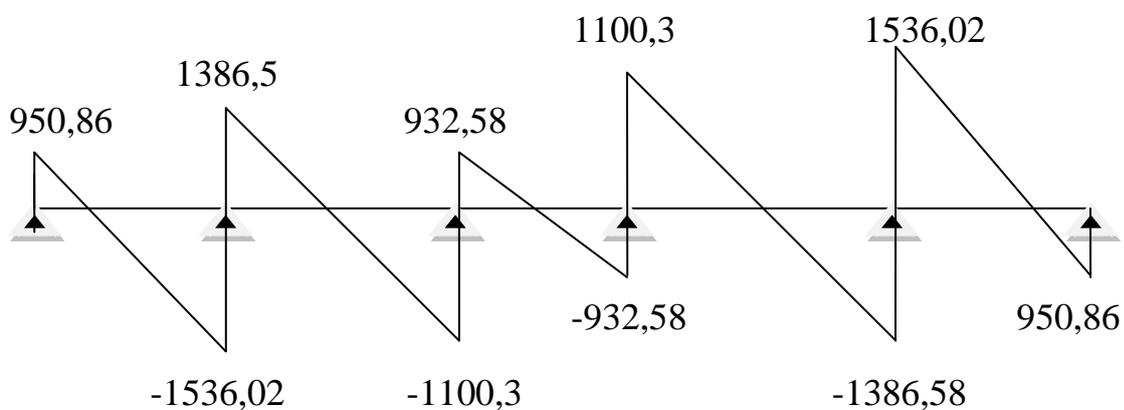
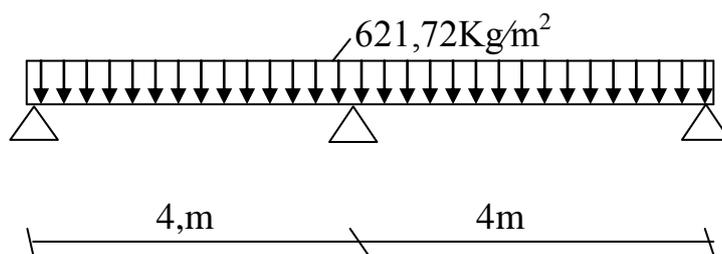


Figure5.5 : _Diagramme des efforts tranchants (Kg

Poutrelles type : 2



Calcul des moment fléchissent

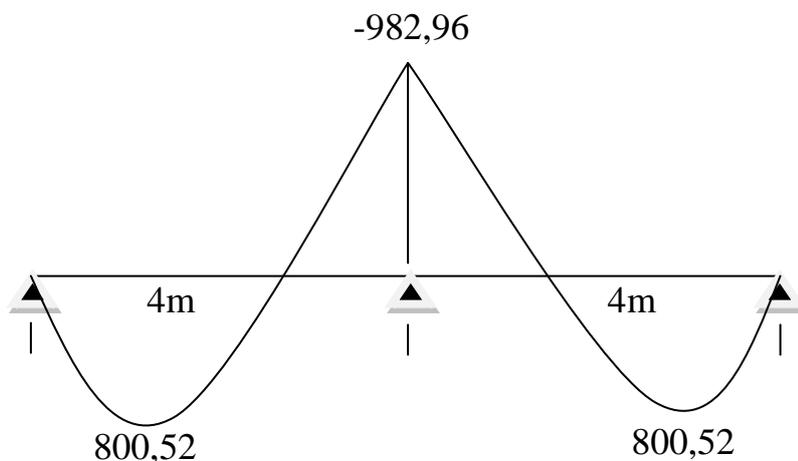


Figure5.6 : _Diagramme des moments (Kg .m)

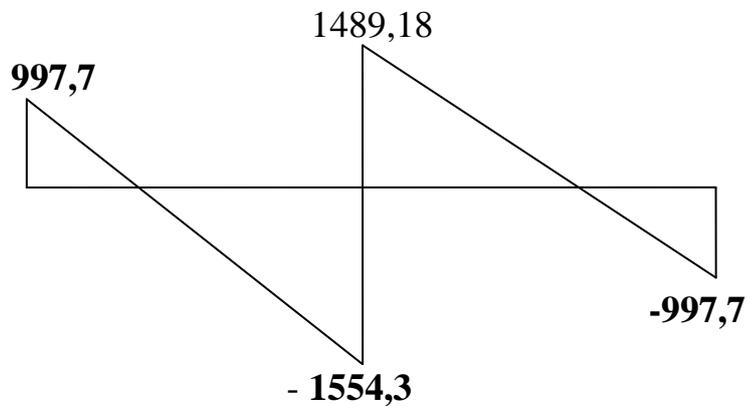
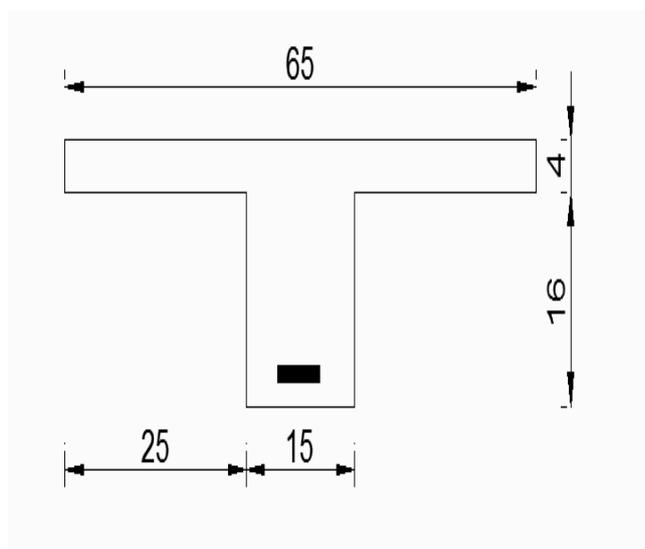
Calcul des l'effort tranchants

Figure5.7 : _Diagramme des efforts tranchants (Kg)

(type : 2)

_V.2.1.2 Calcul des armatures :

Pour des raisons d'uniformité, nous allons ferrailer toutes les poutrelles du bâtiment avec les moments et efforts maximums, dans notre cas, ça sera celle de la poutrelle de type 2.



$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9.h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures en travée :**

On a :

$$M_{ut} = 8 \text{ KN.m}$$

$$M_T = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) = 14,2 \cdot 65 \cdot 16 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_T > M_{ut}$ d'où la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d .

$$\mu = 800 / 14,2 \cdot 65 \cdot 18^2 = 0,026 < 0,392 \quad \text{d'où } A_u' = 0.$$

$$\alpha = 0,032; \quad \beta = 0,987$$

$$A_u = M_u / \beta d^2 \sigma_s$$

$$A_u = 8000 / 0,987 \cdot 18 \cdot 348 = 1,29 \text{ cm}^2.$$

3. **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max (A_u; A_{min}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA10 soit 1,57 cm²

➤ **Calcul des armatures sur appui :**

On a $M_{ua} = - 12,61 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, et la section est rectangulaire

$$\mu = 12610 / 14,2 \cdot 15 \cdot 18^2 = 0,182 < 0,392 \quad \text{d'où } A_u' = 0.$$

$$\alpha = 0,253; \quad \beta = 0,898$$

$$A_u = 12610 / 0,898 \cdot 18 \cdot 348 = 2,24 \text{ cm}^2.$$

4. **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 15 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = \max (A_u; A_{min}) = 2,24 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 soit 2,26 cm².

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$V_u = 1,655 \text{ t}; \quad b_0 = 15 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 16550 / 150 \cdot 180 = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \min (0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

D'où les armatures d'âmes sont droites (90°)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 \\ \phi_l \\ b_0/10 \end{cases} \quad \text{d'où } \phi_t \leq \min (0,57 ; 12 ; 1,5) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,57 \text{ cm soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

On adopte 1 cadre $\phi 6$, soit $0,57 \text{ cm}^2$

5. Espacement :

$$a) S_t \leq \min \begin{cases} 0,9 d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{d'où } S_t \leq \min(16,2 ; 40)$$

$$\text{d'où } S_t \leq 16,2 \text{ cm u } S_t \quad \text{d'où } S_t \leq 16 \text{ cm}$$

$$b) S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b_0 = 0,57 \cdot 400 / 0,40 \cdot 15 = 38$$

$$\text{d'où } S_t \leq 38 \text{ cm}$$

$$c) S_t \leq 0,8 \cdot A_t \cdot f_e / b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}) = - 76$$

$$\text{d'où } S_t \leq -76 \text{ cm}$$

Le signe (-) indique que, théoriquement la section n'a pas besoin d'armatures transversales.

On va mettre des armatures de montage, donc $S_t = 16 \text{ cm}$.

6. Espacement selon le RPA :

$$S_t \leq h/2 \quad \text{d'où } S_t \leq 10 \text{ cm} \quad (\text{en dehors de la zone nodale})$$

$$\text{On adopte } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \begin{cases} h/4 ; \\ 12 \\ \emptyset_1 \end{cases} \quad \text{d'où } S_t \leq (5; 12) \text{ cm} \quad (\text{zone nodale})$$

$$\text{On adopte } 5 \text{ cm}$$

La longueur de la zone nodale est :

$$L' = 2.h = 2 \cdot 20 = 40 \text{ cm}$$

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive :

$$a \geq V_u / 0,267 \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad \text{d'où } a \geq 1,627 \text{ cm}$$

$$1,627 \leq a \leq 0,9.d \quad \text{d'où } 1,265 \leq a \leq 16,2$$

On doit comparer cette valeur de (a) avec la largeur de l'appui de la poutre principale.

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$a < L \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :○ Sur appui de rive :

$$A_{si} \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e \quad \text{avec } V_u = 1,02 \text{ t}$$

$$A_{si} \geq 0,293 \text{ cm}^2$$

On a

$$A_{si} = 2,26 \text{ cm}^2 (2\text{HA}12) > 0,293 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

○ Sur appui intermédiaire :

$$A_{si} \geq \gamma_s / f_e \cdot (V_u + M_u / 0,9^2 \cdot d)$$

$$\text{avec : } M_u = -1,26 \text{ t.m et}$$

$$V_u = 1,65 \text{ t}$$

$$A_{si} \geq -0,43 \text{ cm}^2$$

donc les armatures sont comprimées (soulagées)

○ Conclusion :

Les armatures inférieures pour les appuis (de rive et intermédiaires) sont suffisantes pour reprendre la traction due à l'effort tranchant.

V.2.2. Calculs à l'ELS :

V.2.2.1. Calcul des moments et efforts tranchants :

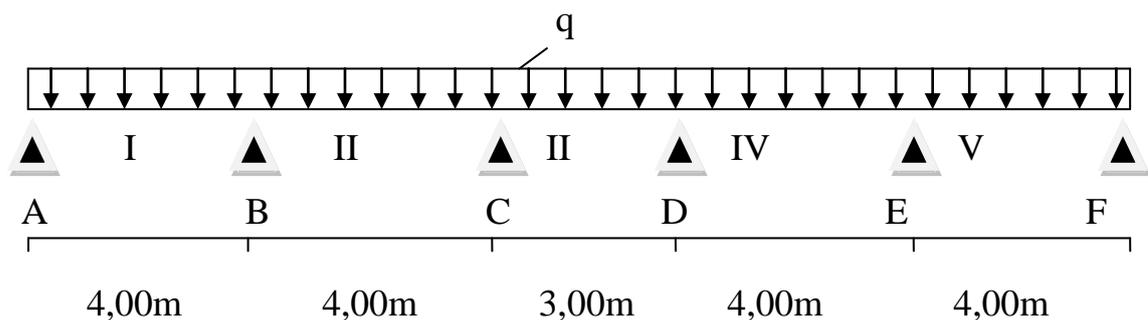
. plancher terrasse :

$$G = 652,6 \text{ kg/m}^2 ; Q = 100 \text{ kg/m}^2 ;$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 489,20 \text{ kg/ml}$$

B. terrasse Plancher:

Nous avons un seul type de poutrelles



$$G = 652,6 \text{ kg/m}^2 ; Q = 100 \text{ kg/m}^2 ;$$

La charge revenant à chaque poutrelle :

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 489,20 \text{ kg/ml}$$

Calcul des moments sur appuis et en travées :

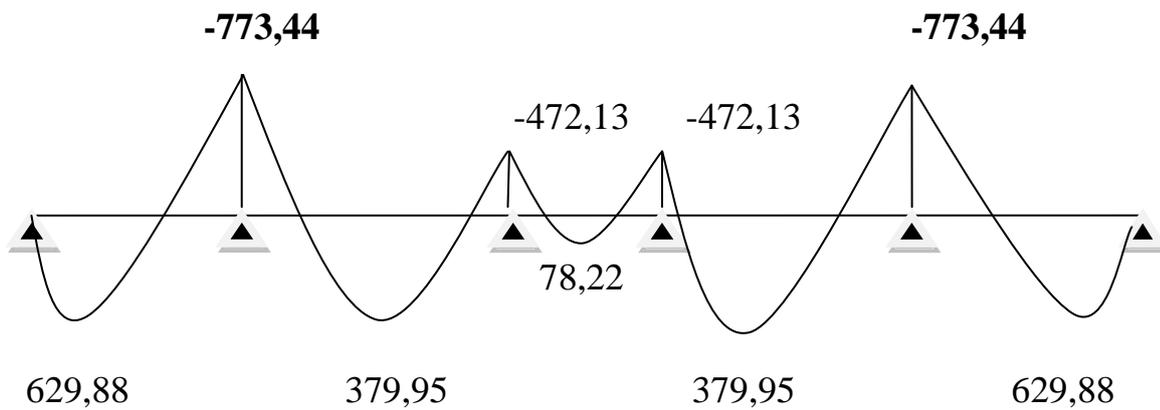


Figure5.8 : Diagramme des moments (Kg .m)

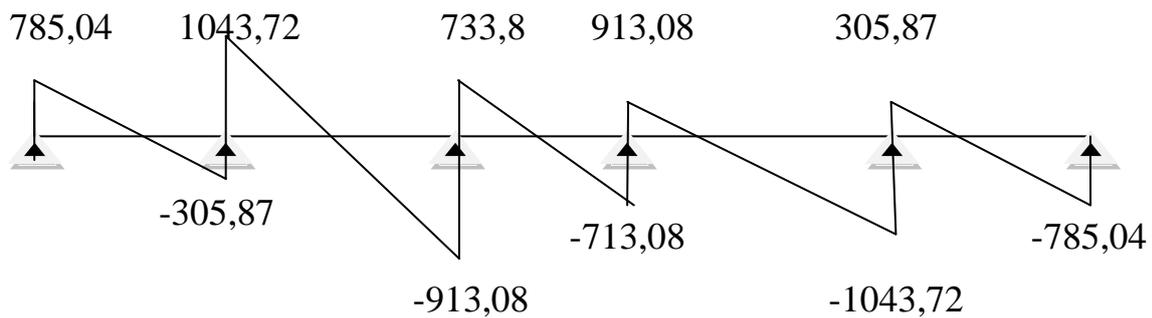
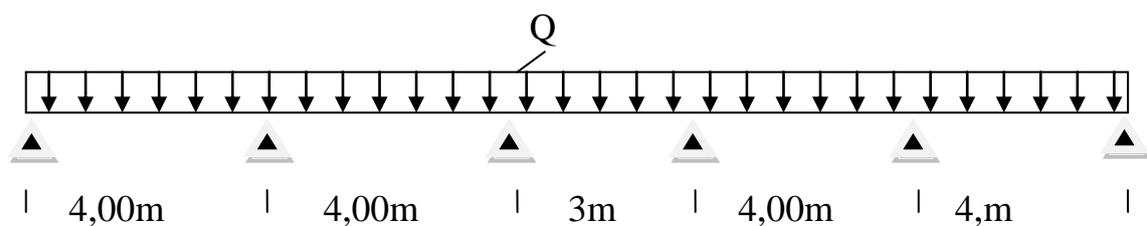


Figure5.9 : Diagramme des efforts tranchants (Kg)

Plancher étage courant :

Poutrelles type 1 (05travées)



Calcul des moments sur appuis et en travées :

$G = 542 \text{ kg/m}^2$; $Q = 150 \text{ kg/m}^2$;

La charge revenant à chaque poutrelle :

$Q_{SER} = (G + Q) \times 0,65 = 449,8 \text{ kg/ml}$

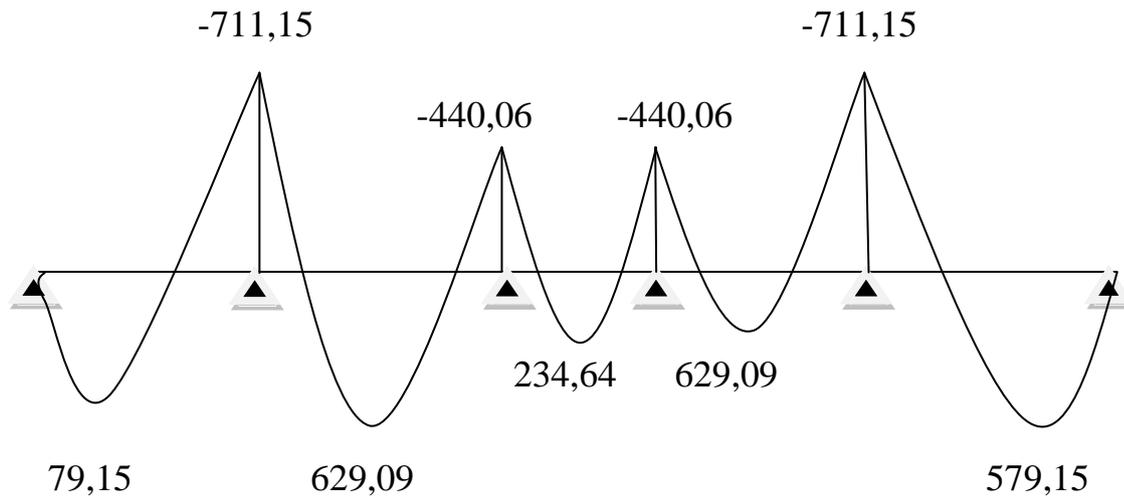


Figure5.10 : _Diagramme des moments (Kg .m)

Calcul des l'effort tranchants :

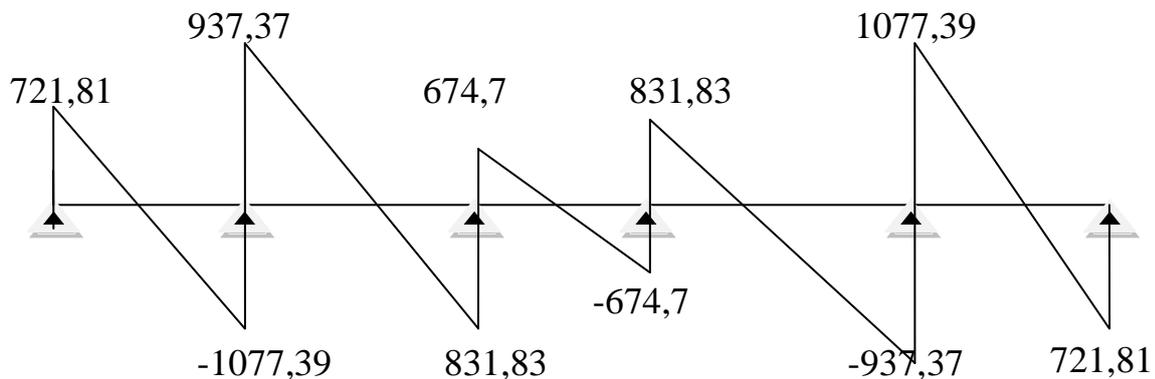
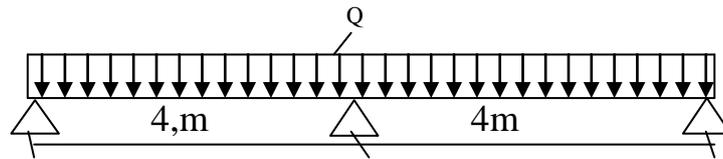


Figure5.11: _Diagramme des efforts tranchants (Kg

Poutrelles type : 2



- **Calcul des moment fléchissent :**

La charge revenant à chaque poutrelle :

$$Q_{SER} = (G + Q) \times 0,65 = 449,8 \text{ kg/ml}$$

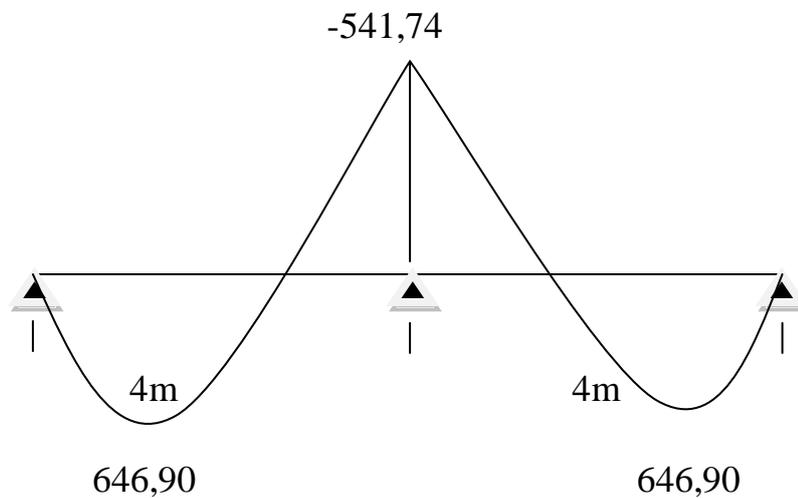


Figure5.12: _ Diagramme des moments (Kg .m)

- **Calcul des l'effort tranchants**

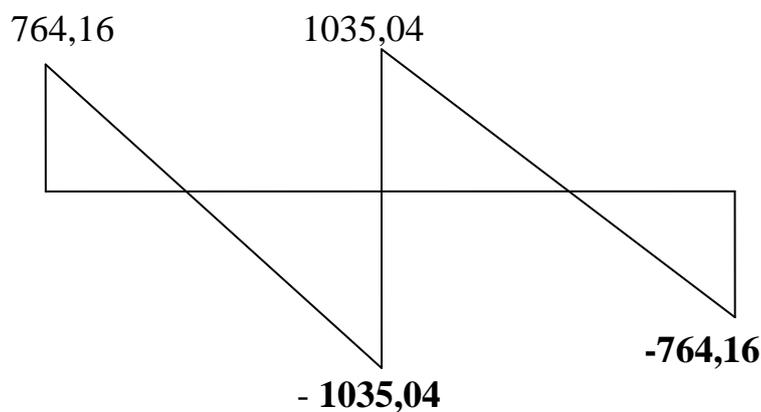
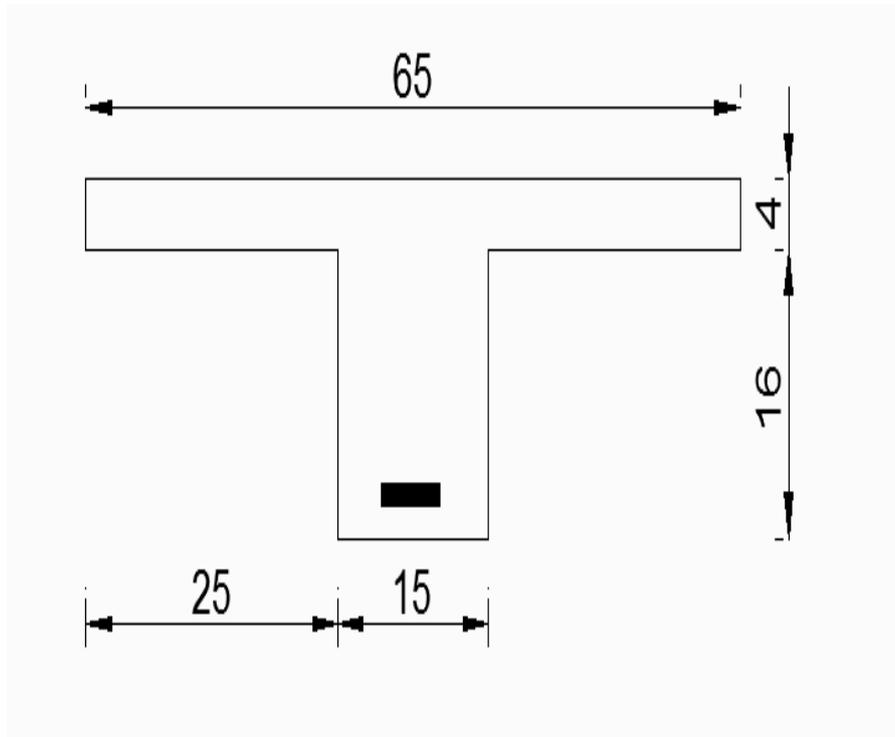


Figure5.13: _ Diagramme des efforts tranchants (Kg)

(type : 2)

V.2.1.2 Calcul des armatures :

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9.h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm}$$

➤ Calcul des armatures en travée :

La poutrelle présentant le moment maximale est celle du plancher étage courant type 2

$$\text{On a } M_{\text{ser.t}} = 646,90 \text{ Kg.m} = 6,47 \text{ KN.m} = 0,00647 \text{ MN.m}$$

$$M_{0t} = \left[\frac{\sigma_s}{30} \cdot \frac{(d-h_0/3)}{(d-h_0)} \cdot b h_0^2 \right]$$

$$M_{0t} = 0,014 \text{ MN.m}$$

$M_{bt} > M_{\text{ser.t}}$, donc la section se calcul comme une section rectangulaire

$$\mu_1 = 0,021 ; \beta_1 = 0,925 ; K = 0,019$$

$$\delta_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6,61 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} < 15 \text{ MPa} \text{ d'où } A_s' = 0$$

$$Y_1 = 4 \text{ cm}$$

$$Z_1 = 17 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ser.t}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{\text{u.t}} ; A_{\text{ser.t}}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA10 soit 1,57 cm²

Calcul des armatures sur appui :

$$\text{On a } M_{\text{ser.a}} = -773,44 \text{ Kg.m} \cong -0,007734 \text{ MN.m}$$

Le moment est négatif et la section se calcule comme une section rectangulaire

$$Y_1 = 9,5 \text{ cm}$$

$$Z_1 = 14,8 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,0158 \text{ MN.m}$$

$$M_1 > M_{\text{ser.a}} \text{ d'où } A_s' = 0$$

$$A_{\text{ser.a}} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{\text{u.a}} ; A_{\text{ser.a}}) = 2,24 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 soit 2,26 cm²

➤ Section finale :

En travée : 2HA10 avec $A = 1,57 \text{ cm}^2$

En appui : 2HA12 avec $A = 2,26 \text{ cm}^2$

V.2.3 ferrailage de la table de compression :

D'après le CBA 93 la dalle surmontant les corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser 20 cm (pour les armatures perpendiculaire aux nervures) et 33 cm (pour les armatures parallèle aux nervures).

On a : $L_x = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

1°/ Armature perpendiculaire aux nervures :

$$A_{per} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit $5 \phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2$

2°/ Armature parallèle aux nervures :

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0,65 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2$$

Soit $5 \phi 6 \Rightarrow A_{\square} = 1,41 \text{ cm}^2$

Donc en prend un treillis soudé de (20×20)

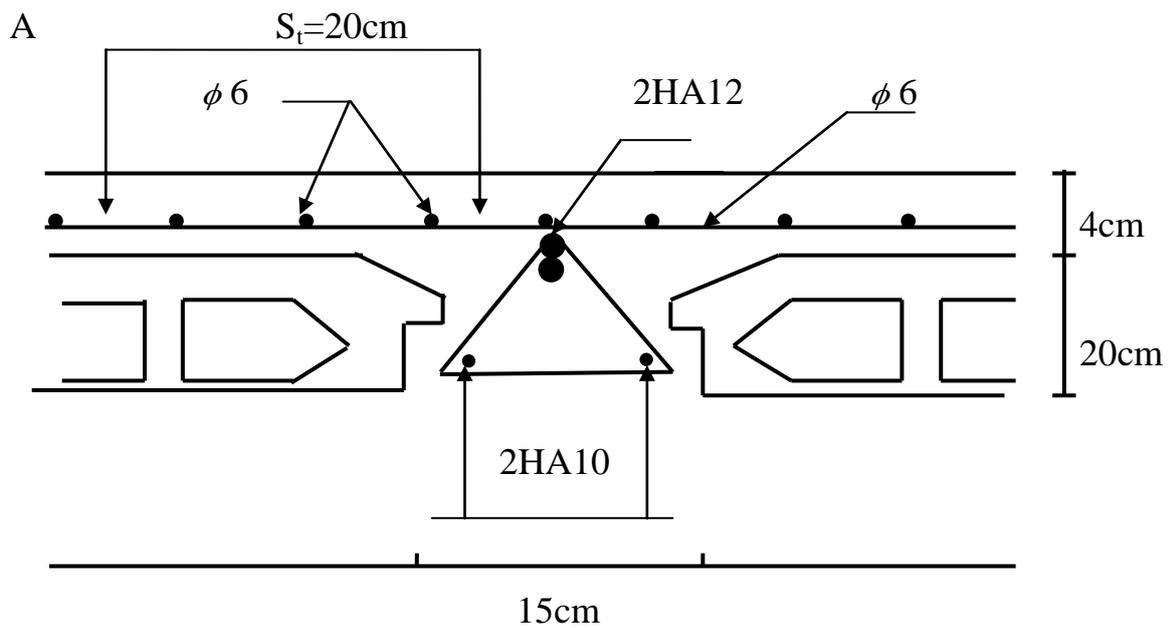


Figure 5.14: schéma de ferrailage des poutrelles

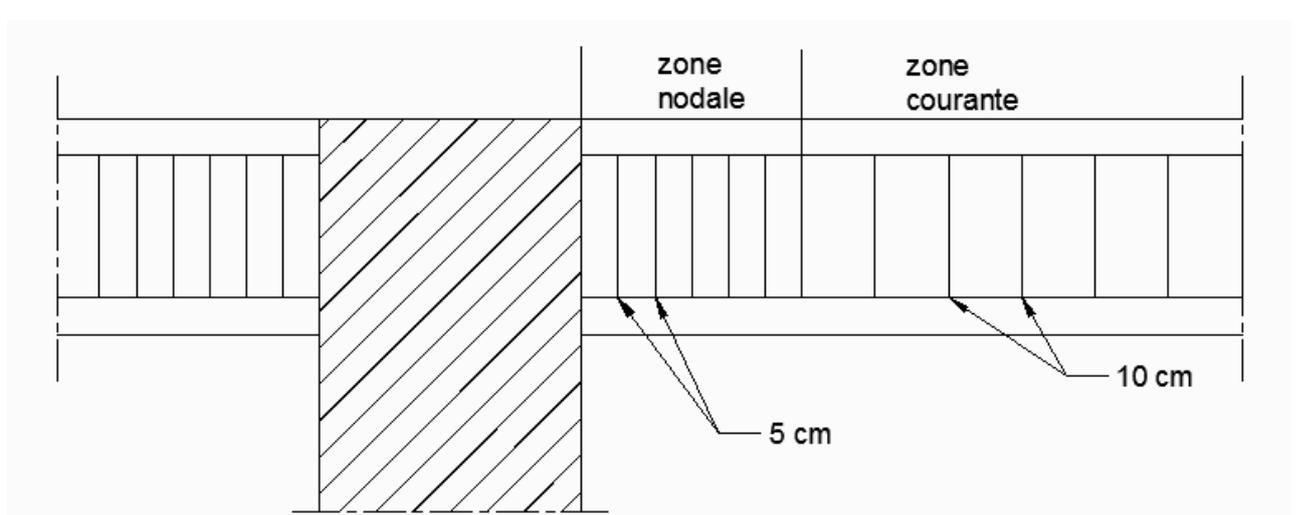


Figure 5.15: Schéma de ferrailage plancher corps creux

Chapitre VI

Calcul des escaliers

VI. Calcul des escaliers :

VI.1. Escalier :

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

- Dans les chapitres précédents nous avons déjà pré-dimensionné et évalué les escaliers, donc nous allons juste présenter les résultats de ces études :

a. Palier :

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$G = 533 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

b. Paillasse :

$$\text{Nombre de contre marche} = 9$$

$$\text{Nombre de marche} = 8$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$G = 834,08 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

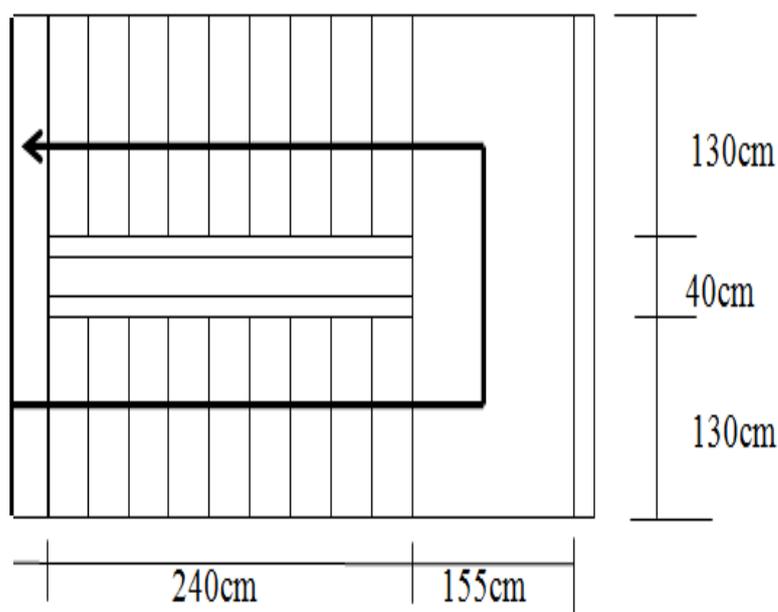


Figure6.1 : plan de l'escalier

Combinaisons d'actions

On fait le calcul pour 1 m de largeur

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

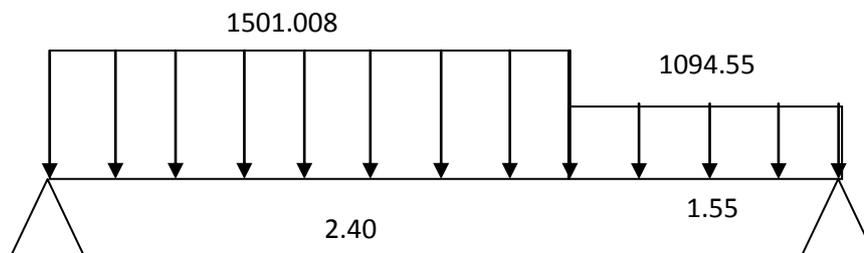
Section	G (kg/ml)	Q (kg/ml)	q_u (kg/ml)	q_{ser} (kg/ml)
Palier	533	250	1094,55	783
paillasse	834,08	250	1501,008	1084,08

Tableau 6.1. : Combinaison pour l'escalier

- **Charge équivalente :**

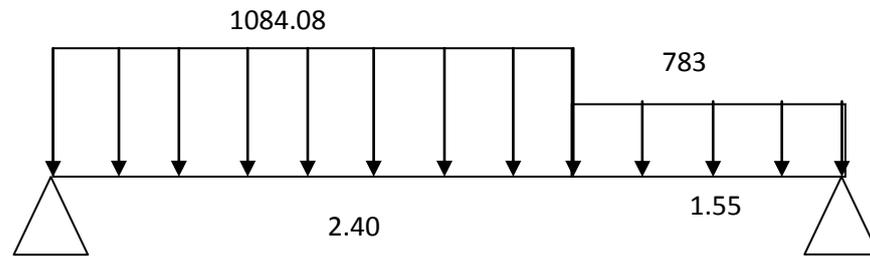
$$q_e = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i}$$

- ELU



$$q_{eu} = 1341,51 \text{ kg/ml}$$

ELS :



$$q_{\text{eser}} = 966,93 \text{ kg/m}$$

- **Calcul des moments :**

On supposera que l'escalier est partiellement encastre dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux.

- ELU :

$$M_{\text{ou}} = q_{\text{eu}} \cdot L^2 / 8 = 1341,51 \cdot 3,95^2 / 8 = 2616,36 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tu}} = 0,85 \cdot M_{\text{ou}} = 0,85 \cdot 2616,36 = 2223,90 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{au}} = 0,3 \cdot M_{\text{ou}} = 0,3 \cdot 2616,36 = 784,90 \text{ kg.m}$$

- ELS :

$$M_{\text{oser}} = q_{\text{eser}} \cdot L^2 / 8 = 1885,81 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0,85 \cdot M_{\text{ou}} = 1602,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,3 \cdot M_{\text{ou}} = 565,77 \text{ kg.m}$$

- **Calcul du ferrailage à ELU :**

On considère une bande de 1 m, le calcul se fait comme pour une section rectangulaire en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_1 = 0.392 \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad ; \quad A_{\text{min}} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \alpha_u = 0,143 \quad , \quad \alpha_{ser} = 0,048$$

Les résultats sont représentés sur le tableau ci après

	M_u (kg.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	Z_u (cm)	A_u (cm)	A_{min} (cm)	A_{adopt} (cm)	$A_{u'}$ (cm)
Travée	2223,90	100	12	0,108	11,31	5,65	1,449	4HA16 = 8,04	0
Appui	784,90	100	12	0,038	11,76	1,91	1,449	4HA10 = 3,16	0

Tableau 6.2. : Calcul d'armatures pour l'escalier

- **Vérification à l'ELS :**

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

- **Vérification de la flèche :**

Cette vérification n'est pas nécessaire, car les escaliers ont été pré-dimensionnés avec la condition de la flèche.

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

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

$$V_u = q.l / 2 = 1341,51.3,95 / 2 = 2649,48 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{2649,48}{1000 \times 120} = 0,220 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \equiv 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau_u$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2. Poutre palière :

La poutre est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier) .

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

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

VI.2.1. Calcul des Moments :➤ Evaluation des charges :

Poids propre : $(0,30 \cdot 0,35 \cdot 2500) = 262,5 \text{ kg/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : $R_{au} = ql/2$

$R_{au} = 1341,51 \cdot 3/2 = 2012,26 \text{ kg/ml}$

Poids du mur : 276 kg/ml

$q_u = 1,35 \cdot G + R_{au}$ avec $G = 262,5 + 276 = 538,5 \text{ kg/ml}$

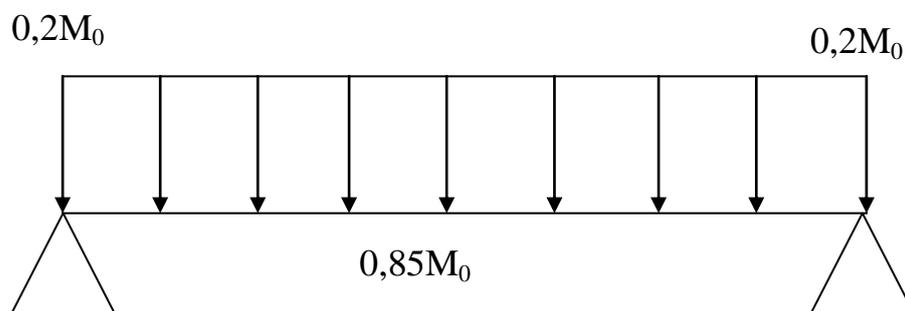
$q_u = 1,35(538,5) + 2012,26 = 2739,23 \text{ kg/ml}$

➤ Moments :

$M_{ou} = q_u \cdot L^2/8 = 2739,23 \cdot 9/8 = 3081,63 \text{ kg.m}$

$M_{au} = 0,2 \cdot M_{ou} = 616,32 \text{ kg.m}$

$M_{tu} = 0,85 \cdot M_{ou} = 2619,38 \text{ kg.m}$



VI.2.2. Calcul du ferrailage :➤ **Flexion simple :**

$b = 25 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9.h = 32 \text{ cm}$; $f_t = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$

	M_u (kg.m)	μ_{bu}	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	$A_{u'}$ (cm ²)
Travée	2619,38	0,060	31,01	2,42	1,159	2HA14 =3.08	0
Appui	616,32	0,014	31,78	0,557	1,159	2HA14 =3.08	0

Tableau 6.3. : Calcul d'armatures pour la poutre palière de l'escalier

- **Vérification à l'ELS :**

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

- **Vérifications :**

- $h/L \geq 1/16$ d'où $35/300 = 0,116 > 0,063$condition vérifiée.
- $h/L \geq M_u/10.M_0$ d'où $h/L \geq 0,85M_u/10.M_0$
d'où $0,116 > 0,085$ condition vérifiée.
- $A/b.d \leq 4,2/f_c$ d'où $0,0034 < 0,0105$ condition vérifiée.

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

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

$$V_u = q.l/2 = 2739,23.3/2 = 4108,84 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{4108,4}{300 \times 320} = 0,428 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

- Vérification de l'espacement et des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (10 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(0,9.d ; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min(28,8 ; 40) \text{ d'ou } S_t \leq 28,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t.f_c / 0,4.b = 0,50.400 / 0,40.30 = 22,8 \text{ d'ou } S_t \leq 16,66 \text{ cm}$$

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

➤ **Torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

- D'après le CBA, la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses.

$$\tau_{ut} = T_u / 2.\Omega.b_0$$

avec T_u : Moment de torsion ; b_0 : épaisseur réelle de la paroi ; Ω = aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (a-b_0).(b-b_0) = 704,87 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = h/6 = 5,833 \text{ cm}$$

$$T_u = 784,90 \text{ kg}$$

$$\tau_{ut} = T_u / 2.\Omega.b_0 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = V_u/b.d = 4108,84 / 300 .320 = 0,428 \text{ MPa}$$

avec : τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit vérifier :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} = 1,388 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- Armatures :

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- Longitudinales :

D'après le CBA les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\sum A_l = T_u \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec $\sum A_l$: La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot (h - b/6) \cdot 2 = 96,6 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Section minimale :

$$\sum A_{lmin} \geq 0,4 \cdot b \cdot U / f_e$$

$$\sum A_{lmin} = 2,89 \text{ cm}^2$$

Donc $\sum A_l = 2,89 \text{ cm}^2$, on adopte 2HA14 soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Pour notre cas nous les placerons aux milieux des hauteurs.

- Transversales :

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

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

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = T_u \cdot St \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega = 784,9 \cdot 20 \cdot 1,15 / 2 \cdot 400 \cdot 704,87$$

$$A_t = 0,32 \text{ cm}^2$$

On adopte \emptyset_8

- Section minimal :

$$A_{tmin} \geq 0,4 \cdot b_0 \cdot St / f_e$$

$$A_{tmin} \geq 0,375 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 1étrier. \emptyset_8

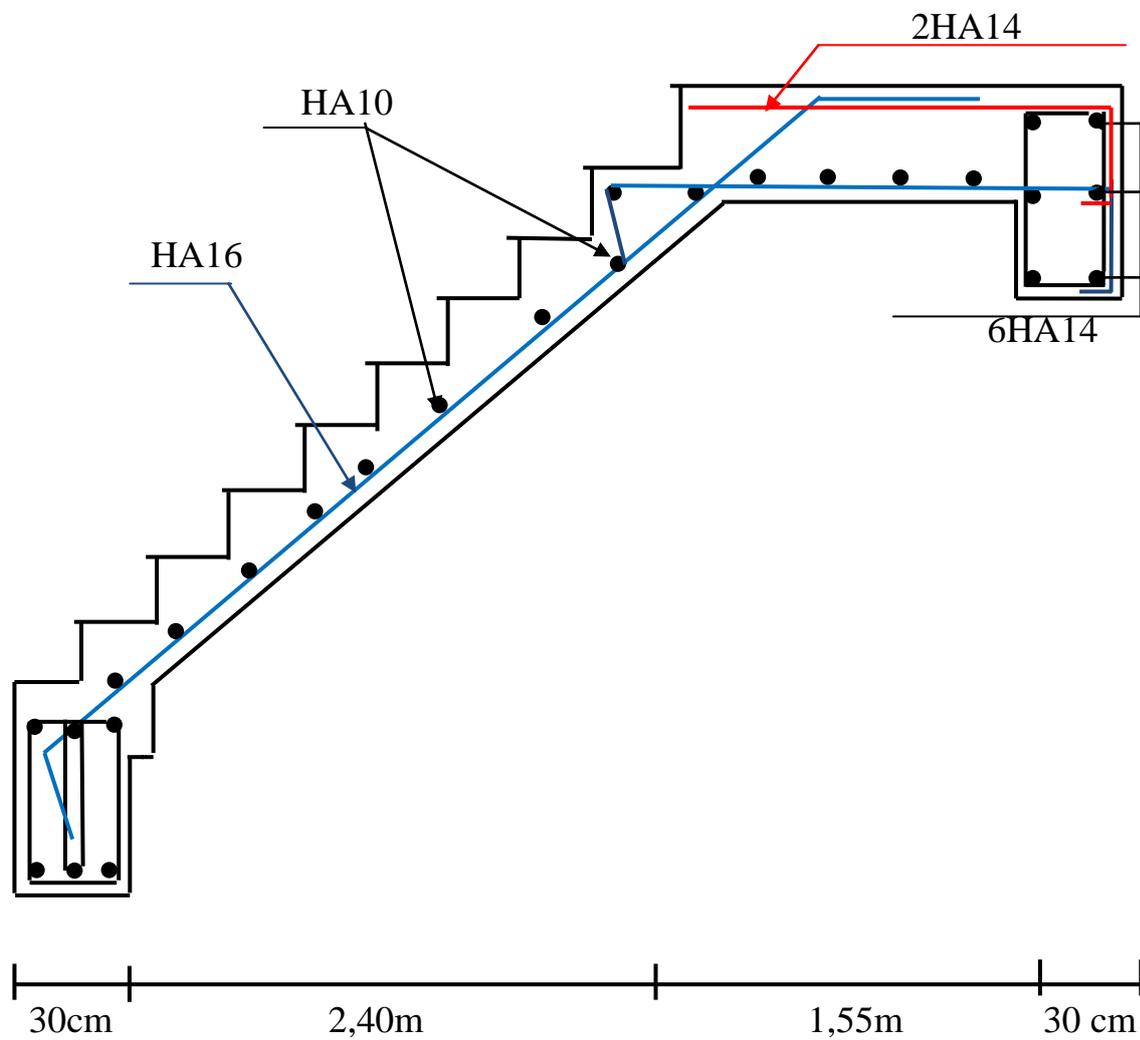


Figure6.2 : Schéma de ferrailage de l'escalier

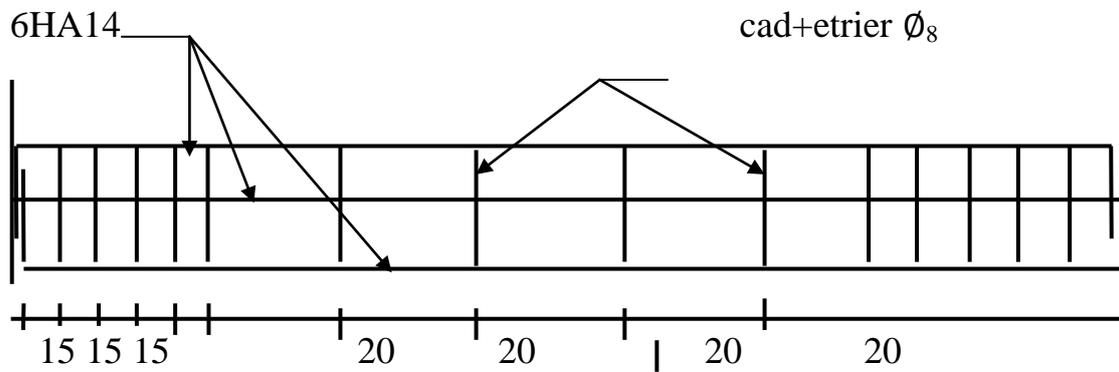


Figure6.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

Chapitre VII

Etude séismique

ETUDE DU SIESME

V-1) Introduction

Une grande partie de l'Algérie notamment le nord est sujette au séisme, chacun se rappelle du terrible séisme qui a touché AL-ASMAN le 10/10/1980 (M=7,3).

cette catastrophe a provoqué de nombreuses pertes en vies humaines, destructions d'habitation en grand nombre et des dommages importantes à des infrastructures de liaison et à des équipements publics, encore puis récemment d'autres régions ont subit

le même phénomène:Tiaret (le 04/05/85,M=5,5);Constantine (le 27/10/85,M=6); oued djer (le 31/10/88, M=5,5);mont chenoua-tipaza (le 27/10/89,M=6,2) et en fin Boumerdes (le 21/05/2003).

V-2) Choix de la méthode de calcul selon (R.P.A 2003)

Le calcul de la force sismique peut être mené suivant les méthodes:

- 1- méthode statique équivalente.
- 2- méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

V-2-1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale a 65m en zone I et II et a 30m en zone III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant (autre les conditions de hauteur énoncées en a) les conditions complémentaires suivantes:

-Zone I: tous groupes.

-Zone II: groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1.B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

-Zone III: groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1.A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

V-3) Méthode de calcul du contreventement

V-3-1) Contreventement par portiques

Le système porteur est constitué par un ensemble de poteaux-poutres formant des portiques étagés. Dans les structures contreventées par portiques auto stables, on utilise souvent la méthode de Muto pour la distribution de l'effort horizontal.

Calcul du Centre de masse (centre de gravité) :

A. Définition :

Le centre de masse est le barycentre des masses des éléments de la structure. Le point **G** centre de gravité des masses revenant a chaque niveau a pour coordonnées

X_m et Y_m , calculées suivant les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum m_i \cdot X_i}{\sum m_i} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i}$$

B . Calcul du centre de masse par niveau :

Terrasse :

Plancher terrasse : G = 652,6 kg/m²

Panneau	Poids :W (t)	X _i (m)	Y _i (m)
Acrotère	11 ,23	11,26	4,18
Planchers corps c	100,33	11,14	3,88
D pleine	17,75	11,14	4,47
Murs extérieur	58,95	10,70	3,91
Poutres principal	15,60	11,07	4,17
Poutres secondaire	16,14	10,77	4,11
Poteaux	16,52	11,14	4,11
Σ	236,52		

$$X_m = \frac{\sum m_i \cdot X_i}{\sum m_i} = 11,00 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i} = 3,99$$

Etage courantPlancher etage courant G = 542 kg/m²

Panneau	Poids :W (t)	X _i (m)	Y _i (m)
Escalier	8,49	11,14	5,87
planchers	76,82	11,14	4,07
Balcon	17,75	11,14	4,47
Murs extérieur	58,95	10,70	3,91
Poutres principal	15,60	11,07	4,17
Poutres secondaire	16,14	10,77	4,11
Poteaux	16,52	11,14	4,11
Σ	210,27		

$$X_m = \frac{\sum m_i \cdot X_i}{\sum m_i} = 10,95 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i} = 4,14$$

Plancher R D CPlancher etage courant G = 542 kg/m²

Panneau	Poids :W (t)	X _i (m)	Y _i (m)
Escalier	8 ,49	11,14	5,87
planchers	76,82	11,14	4,07
Balcon	17,75	11,14	4,47
Murs extérieur	58,95	10,70	3,91
Poutres principal	15,60	11,07	4,17
Poutres secondaire	16,14	10,77	4,11
Poteaux	16,52	11,14	4,11
Σ	210,27		

$$X_m = \frac{\sum m_i \cdot X_i}{\sum m_i} = 10,95 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i} = 4,14$$

C . Calcul le centre de torsion

Les coordonnées sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum \lambda x_i \cdot X_i \cdot EI x_i}{\sum EI x_i} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum \lambda y_i \cdot Y_i \cdot EI y_i}{\sum EI y_i}$$

Avec : la distance de chaque poteau à l'axe considéré

$$X_T = (3 \times 0.15 + 3 \times 4.45 + 3 \times 8.75 + 3 \times 12.05 + 3 \times 16.35 + 3 \times 20.65) \times EI x_i / (18 \times EI x_i)$$

$$X_T = 10,40 \text{ m}$$

$$Y_T = (6 \times 0.2 + 6 \times 3.95 + 6 \times 8.2) \times EI y_i / (18 \times EI y_i)$$

$$Y_T = 4.11 \text{ m}$$

NB : le centre de torsion est constant dans tous les niveaux $X_t = 10,4 \text{ m}$, $Y_t = 4,11 \text{ m}$

. Calcul des excentricités :

a) Excentricité calculée :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, ses composantes selon les axes X et Y sont données par :

$$e_x = X_{CM} - X_{CT} \quad \text{et} \quad e_y = Y_{CM} - Y_{CT}$$

Nous effectuons le calcul des composantes de l'excentricité pour tous les niveaux au dessus du niveau du sol :

NB : le centre de torsion est constant dans tous les niveaux $X_t = 11,10\text{m}$, $Y_t = 4,11\text{m}$

niveau	Contre de masse		Contre de torsion		Ex	Ey	0.25Lx	0.25Ly	comparaison
	Xm	Ym	XT	YT					
Terrasse	11.00	3.99	10.40	4.11	0.60	-0,12	5,2	2.10	Verifier
Etage et RDC	10.95	4.14	10.40	4.11	0.55	0,03	5,2	2.10	Verifier

b) Excentricité réglementaire :

D'après l'article 42-7 du RPA-99 l'excentricité forfaitaire à prendre en compte à chaque niveau est égal à 5% de la plus grande dimension en plan du niveau considéré, l'excentricité forfaitaire sera donc :

$$e_r = 5\% \cdot L \text{ avec } L = 20,80 \text{ m}$$

$$e_r = 1,04 \text{ m}$$

c) Excentricité à adopter :

Le RPA exige de prendre une excentricité par rapport au centre de torsion égale au maximum entre l'excentricité calculée à chaque niveau considéré et l'excentricité forfaitaire de ce même niveau, soit $e_{\text{adoptée}} = \max(e_{\text{calculée}} ; e_r)$.

Donc on aura pour tous les niveaux $e_x = 1,04\text{m}$ et $e_y = 1,04 \text{ m}$

d) Position définitive du centre de torsion :

$$X_{CT/0} = X_{CM/0} - e_x = 10,95 - 1,04 = 9,91 \text{ m}$$

$$Y_{CT/0} = Y_{CM/0} - e_y = 4,14 - 1,04 = 3,10 \text{ m}$$

Donc C.T (9,91 ; 3,10).

Calcul moment du d'inertie* **Sens longitudinal:**

$$\text{Poteaux:} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times (30)^3}{12} = 90000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Poutres:} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times (35)^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

* **Sens transversal**

$$\text{Poteaux:} \quad I = \frac{30 \times (40)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Poutres:} \quad I = \frac{30 \times (40)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

2. Rigidité linéaire (raideur K)

$$K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_{pot}}, \quad K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{h_{poutre}},$$

Avec :

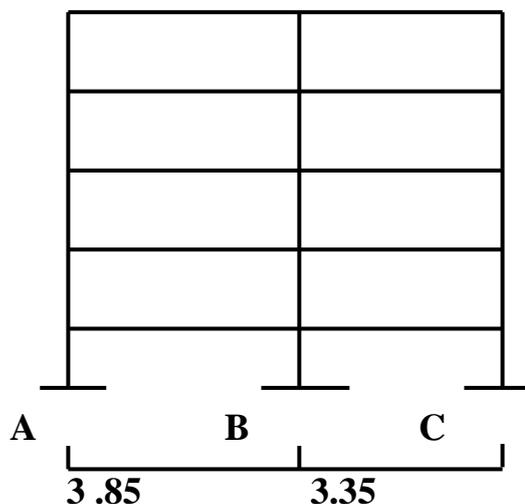
I : Moment d'inertie.

L : Portée de la poutre.

h_e : Hauteur d'étage.

* Sens transversal

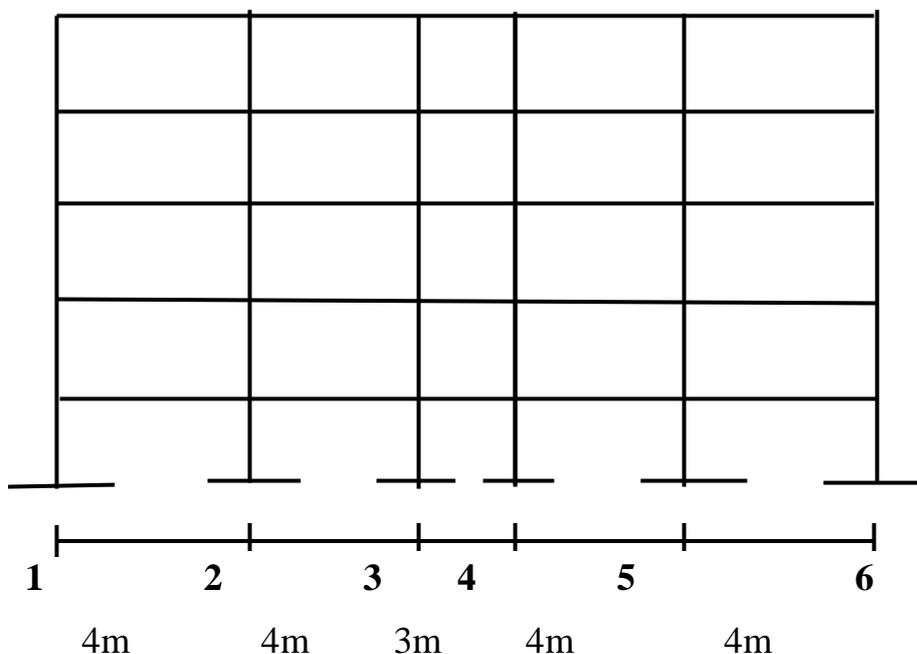
- Poteaux: $K_{pot} = \frac{160000}{306} = 522.87cm^3$
- Poutres: $K_{poutre(a)} = \frac{160000}{385} = 415.58cm^3$
- Poutres: $K_{poutre(b)} = \frac{160000}{335} = 477.61cm^3$

**Sens longitudinal**

$$* \text{ Poteaux: } K_{pot} = \frac{90000}{306} = 294.11cm^3$$

$$* \text{ Poutres: } K_{poutre(a)} = \frac{107187,5}{400} = 267,96cm^3$$

$$* \text{ } K_{poutre.(b)} = \frac{107187,5}{300} = 357,29cm^3$$



2. Calcul des coefficients relatif (K')

Ce coefficient est déterminé selon la formule générale suivante :

$$K' = \sum K_i / 2K_p$$

Avec K_i : raideur des poutres inférieures et supérieures .

✱ **Sens longitudinal:**

- **Niveau R.D.C:**

$$K'_1 = \frac{K_{pout(a)}}{K_{pot}} = \frac{267,96}{294,11} = 0,911$$

$$K'_2 = \frac{K_{pout(a)} + K_{pout(b)}}{K_{pot}} = \frac{267,96 + 267,96}{294,11} = 1,822$$

$$K'_3 = \frac{K_{pout(b)} + K_{pout(c)}}{K_{pot}} = \frac{267,96 + 317,29}{294,11} = 2,125$$

$$K'_1 = K'_6 \dots \dots \dots K'_2 = K'_5 \dots \dots \dots K'_3 = K'_4$$

- **Niveau d'étage:**

$$K'_1 = K'_6 = \frac{2K_{pout(a)}}{2K_{pot}} = \frac{267,96}{(294,11)} = 0,911$$

$$K'_2 = \frac{2K_{pout(a)} + 2K_{pout(b)}}{2K_{pot}} = \frac{267,96 + 267,96}{294,11} = 1,822$$

Avec :

$$K'_2 = K'_5 = 1,822$$

$$K'_3 = K'_4 = \frac{2K_{pout(a)} + 2K_{pout(b)}}{2K_{pot}} = \frac{2 \times 267,96 + 2 \times 357,29}{2(294,11)} = 2,125$$

* Sens transversal:

• Niveau R.D.C:

$$K'_A = \frac{K_{pout(a)}}{K_{pot}} = \frac{415,58}{522,87} = 0.794$$

$$K'_B = \frac{K_{pout(a)} + K_{pout(c)}}{K_{pot}} = \frac{415,58 + 477,61}{522,87} = 1.708$$

$$K'_C = \frac{K_{pout(b)}}{K_{pot}} = \frac{477,61}{522,87} = 0.913$$

• Niveau d'étage:

$$K'_A = \frac{2K_{pout(a)}}{2K_{pot}} = \frac{2 \times 415,58}{2(522,87)} = 0.794$$

$$K'_B = \frac{2K_{pout(a)} + 2K_{pout(b)}}{2K_{pot}} = \frac{2 \times 415,58 + 2 \times 477,61}{2(522,87)} = 1.708$$

$$K'_C = \frac{2K_{pout(b)}}{2K_{pot}} = \frac{2 \times 477,61}{2(522,87)} = 0.913$$

2. Calcul du coefficient de correction " ai ":

• R.D.C:
$$ai = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + K'}$$

• Etage courant :
$$ai = \frac{\bar{K}}{2 + K'} \text{ et } ri = \frac{ai \cdot 12EI}{h_e^3}$$

ri : Rigidité du portique.

E : Module de Young

h_e : Hauteur d'étage

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

3. calcul des rigidités relatives au niveau des portiques:

* portiques transversaux:

$$R_{jy} = \sum_1^3 a \frac{12EI_{pot}}{h_j^3} = \sum_1^3 r_{iy} \quad j: \text{C'est l'étage de niveau } j.$$

niveau	poteau	\bar{K}	ai	ri	$R = \sum ri$
R.D.C	A	0.794	0.784	16896,76	40172,92
	B	1.708	0.595	12823,44	
	C	0.913	0.485	10452,72	
Etage	A	0.794	0.284	6120,76	22780,45
	B	1.708	0.460	9913,92	
	C	0.913	0.313	6745,77	

portiques longitudinaux:

$$R_{jx} = \sum_1^3 a \frac{12EI_{pot}}{h_j^3} = \sum_1^3 r_{ix} \quad j: \text{C'est l'étage de niveau } j.$$

niveau	poteau	\bar{K}	ai	ri	$R = \sum ri$
R.D.C	1	0,911	0,484	58678,22	418749,1
	2	1,822	0,607	73590,25	
	3	2,125	0,636	77106,09	
	4	2,125	0,636	77106,09	
	5	1,822	0,607	73590,25	
	6	0,911	0,484	58678,22	
Etage	1	0,911	0,312	37825,63	315941,0
	2	1,822	0,476	57708,33	
	3	2,125	0,515	62436,54	
	4	2,125	0,515	62436,54	
	5	1,822	0,476	57708,33	

	6	0,911	0,312	37825,63	
--	---	-------	-------	----------	--

4. Calcul du centre de rigidité:

$$X_R = \frac{\sum R_{jyi} \times X_t}{\sum R_{jyi}} ; \quad Y_R = \frac{\sum R_{jXi} \times Y_t}{\sum R_{jXi}}$$

-au niveau de R D C

$$X_R = \frac{40172,92 \times (0,15 + 4,45 + 8,75 + 12,05 + 16,35 + 20,65)}{6 \times 40172,92}$$

$$X_R = 10,04m$$

$$Y_R = \frac{418749,12 \times (8,2 + 3,95 + 0,2)}{3 \times 418749,12}$$

$$Y_R = 4,11m$$

-au niveau d etage

$$X_R = \frac{22780,45 \times (0,15 + 4,45 + 8,75 + 12,05 + 16,35 + 20,65)}{6 \times 22780,45}$$

$$X_R = 10,04m$$

$$Y_R = \frac{315941 \times (0,2 + 3,95 + 8,2)}{3 \times 315941}$$

$$Y_R = 4,11m$$

-Vérification

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée

Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée :

$$X_m - X_R \leq 15\% L_{\max}$$

$$Y_m - Y_R \leq 15\% L_{\max}$$

Avec :

$$15\%L_{X_{\max}} = 3,12 \text{ m}$$

$$15\%L_{Y_{\max}} = 1,26 \text{ m}$$

Niveau	X _m	Y _m	X _R	Y _R	X _m - X _R	Y _m -Y _R	Vérification
terrasse	11,00	3,99	10,04	4,11	0,96	-0,12	vérifier
Etage C	10,95	4,14	10,04	4,11	0,91	0,03	Vérifier
RDC	10,95	4,14	10,04	4,11	0,91	0,03	vérifier

5. Calcul de la rigidité à la torsion $R_{j\theta}$:

$$R_{j\theta} = \sum R_j (X_i)^2 + \sum R_j (Y_i)^2$$

- **Niveau R.D.C:**

$$R_{j\theta} = 40172,92 \times [(10,04 - 0,15)^2 + (10,04 - 4,45)^2 + (10,04 - 8,75)^2 + (10,04 - 12,05)^2 + (10,04 - 16,35)^2 + (10,04 - 20,65)^2] + 418749,12 \times [(4,11 - 8,2)^2 + (4,11 - 3,95)^2 + (4,11 - 0,2)^2]$$

$$R_{j\theta} = 24943197,34 m^3$$

- **Niveau d'étage:**

$$R_{j\theta} = 22780,45 \times [(10,04 - 0,15)^2 + (10,04 - 4,45)^2 + (10,04 - 8,75)^2 + (10,04 - 12,05)^2 + (10,04 - 16,35)^2 + (10,04 - 20,65)^2] + 315941 \times [(4,11 - 8,2)^2 + (4,11 - 3,95)^2 + (4,11 - 0,2)^2]$$

$$R_{j\theta} = 6856891,60 m^3$$

6. Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente:

Selon RPA99/version 2003

1. hauteur total = 12,24 < 14m (zone II) sismicité moyenne → vérifiée

2. classification des ouvrages:

- ouvrage non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tel que: bâtiment d'habitation collective ou a usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

- groupe 2

3. Régularité en plan :

-la forme du bloc est simple, symétrique et rectangulaire

-décrochement en plan $l_1+l_2/l \leq 25\%$

$$1,10+1,10/10,60=0,20 < 25\% \quad \dots\dots\dots: \text{vérifiée}$$

-Les planchers doivent être suffisamment rigide pour être considérés indéformables

$$S \text{ ouvertures} / S \text{ totale} \leq 15\%$$

$$12/142,5 = 0,084 < 15\% \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

4. Régularité en élévation :

- -le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation Vérifier
- -Aussi bien la raideur, que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- -pas de décrochement en élévation

Donc notre bâtiment est classé régulier, s'il est à la fois régulier en plan et en élévation

Finalement tous les conditions sont vérifiées, la méthode statique équivalente est applicable.

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Détermination des coefficients A, D, Q, R:

A: coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe 2; zone (I) donc $A=0,15$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T_1 , T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par

le tableau 4.7

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} \quad ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.

D'après le tableau (4.2) :

Remplissage dense en béton armé $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,88 \geq 0,7 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Calcul de la période fondamentale

T : Valeur de la période fondamentale de la structure ; elle peut être exprimée à partir de la formule empirique suivante : (article 4.2.4 page 31 RPA 99)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

$$h_N = 12.24 \text{ m}$$

C_T : coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6,

$C_T = 0,075$ (portique auto-stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie)

Donc:

$$T = (0,075) \times (12.24)^{3/4} = 0,49 \text{ sec.}$$

$$0 < T \leq T_2$$

Alors :

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5(0,88)$$

$$D = 2,2$$

R : Coefficient de comportement global de la structure ; sa valeur unique est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99).

$$R = 5 \quad (\text{portique auto-stable sans remplissage en maçonnerie rigide})$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4-4.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont:

1- Conditions minimales sur les files de contreventement:

$$\text{Sens } (x-x): 5 \text{ travée} > 3 \rightarrow P_q = 0$$

$$\text{Sens } (y-y): 2 \text{ travée} < 3 \rightarrow P_q = 0,05$$

2- Redondance en plan:

$$\text{Sens } (x-x): 3 \text{ files} < 4 \rightarrow P_q = 0,05$$

$$\text{Sens } (y-y) : 6 \text{ files} > 4 \rightarrow P_q = 0$$

3- Régularité en plan:

Le bâtiment est régulier en plan car il vérifie les quatre conditions de régularité $(a_1 - a_4) \rightarrow P_q = 0$

4- Régularité en élévation:

La construction est régulière en élévation car il respect les condition $(b_1 - b_4) \rightarrow P_q = 0$

5- Contrôle de la qualité des matériaux:

Généralement non observé $\rightarrow P_q = 0,05$

6- Contrôle de la qualité d'exécution: $\rightarrow P_q = 0,10$ **Calcul de Q:**

Sens $(x-x)$: $Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$

Sens $(y-y)$: $Q = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$

Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculé a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{qi}$$

- * W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- * W_{Qi} : charge d'exploitation.
- * β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5.

(Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Calcul de W_{Gi} et W_{Qi} :

Niveau, 4 (terrasse):

Elément	W(t)	S(m)	Q(t)	
Acrotère	11,23	-	-	-
Plancher corps creux	100,33	15374	0,1	3,07
D/pleinne	17,75	20,24	0,1	0,4
1/2 Murs ext	29,47	-	-	-
Poutres (p +s)	31,74	-	-	-
1/2 poteau	8,26	-	-	-
Σ	236,52			3,47

$$W4 = 239,99 \text{ t}$$

Niveau, 3:

Elément	W(t)	S(m)	Q(t)	
1/2 Escalier	3,84	7,77	0,25	0,38
Plancher corps creux	76,82	141,74	0,15	4,25
D/pleine (Balcon)	17,75	20,24	0,35	1,24
Murs ext	58,95	-	-	-
Poutres (p +s)	31,74	-	-	-
poteau	16,52	-	-	-
Σ	205,62			5,87

$$W3 = 211,49 \text{ t}$$

Niveau, 2:

Elément	W(t)	S(m)	Q(t)	
Escalier	8,49	7,77	0,25	0,42
Plancher corps creux	76,82	141,74	0,15	4,25
D/pleinne (Balcon)	17,75	20 ,24	0,35	1,24
Murs ext	58,95	-	-	-
Poutres (p +s)	31,74	-	-	-
poteau	16,52	-	-	-
Σ	210,27			5,91

$$W_2 = 216,18 \text{ t}$$

Niveau, 1 (RDC):

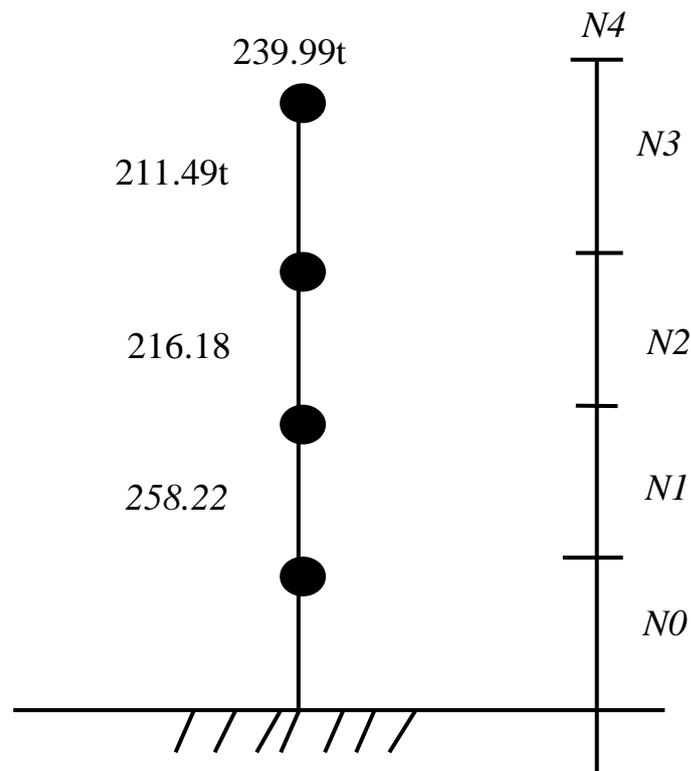
Elément	W(t)	S(m)	Q(t)	
3/2Escalier	12,33	18,66	0,25	0,93
Plancher corps creux	76,82	141,74	0 ,15	4,25
D/pleinne (Balcon)	17,75	20 ,24	0,35	1,24
3/2Murs ext	88,42	-	-	-
Poutres (p +s)	31,74	-	-	-
3/2 poteau	24,78	-	-	-
Σ	251,84			6,38

$$W_1 = 258,22 \text{ t}$$

Donc le poids total est :

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$$

$$W_t = 239,99 + 211,49 + 216,18 + 258,22 = 925,88 \text{ t}$$



Calcul de l'effort tranchant a la base :

$$V_{(x \cdot y)} = \frac{A \cdot D \cdot Q_{(x,y)}}{R} W$$

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{5} \times 925,88$$

$$V_x = V_y = 73,33t$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribué sur la hauteur de la Structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum F_i$$

Avec :

- F_i : Force concentrée au sommet de la structure elle doit être déterminée par la

formule :
$$F_t = 0,07.V.T$$

- T : la période fondamentale de la structure (en seconde)
- La valeur de F_t ne dépassera pas en aucun cas $0,25V$ (portiques auto-stables)
- Et sera prise égale à zéro (0) quand T est plus petite ou égale à 0,7 s

La partie restante de V soit ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la construction

Suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^m W_i h_i}$$

Détermination de l'effort sismique au niveau de chaque étage

On a : la formule générale :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^m W_i h_i}$$

Avec : $V = 73,33 \text{ t}$

$$T = 0,49 \text{ s} \quad T = 0,49 < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

$$V_x = V_y \Rightarrow F_{i(x)} = F_{i(y)}$$

la formule devient :

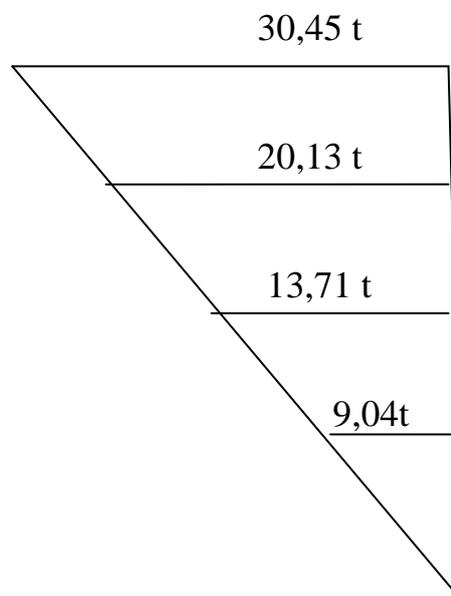
$$F_i = \frac{(V)W_i h_i}{\sum_{i=1}^m W_i h_i}$$

$$F_1 = \frac{73.33 \times 285.22 \times 3.06}{285.22 \times 3.06 + 216.18 \times (6.12) + 211.49 \times (9.18) + 239.99 \times (12.24)} \quad F_1 = 9,04t$$

$$F_2 = \frac{73.33 \times 216.18 \times 6,12}{285.22 \times 3.06 + 216.18 \times (6.12) + 211,49 \times (9.18) + 239,99 \times (12.24)} \quad F_2 = 13,71t$$

$$F_3 = \frac{73.33 \times 211,49 \times 9,18}{285.22 \times 3.06 + 216.18 \times (6.12) + 211,49 \times (9.18) + 239,99 \times (12.24)} \quad F_3 = 20,13t$$

$$F_4 = \frac{73.33 \times 239,99 \times 12,24}{285.22 \times 3.06 + 216.18 \times (6.12) + 211,49 \times (9.18) + 239,99 \times (12.24)} \quad F_4 = 30,45t$$



Distribution de la force sismique

Détermination de l'effort tranchant au niveau de chaque étage:

$$V = Ft + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = 0 \quad \text{car } T = 0,49\text{s} < 0,7\text{s}$$

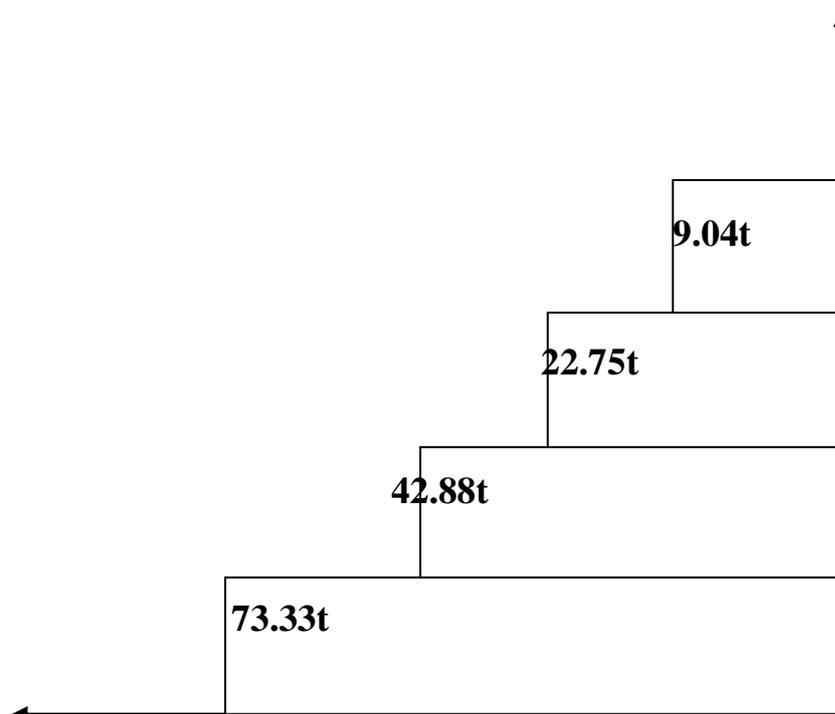
On a :

$$V_4 = F_4 = 9,04t$$

$$V_3 = F_4 + F_3 = 9,04 + 13,71 = 22,75t$$

$$V_2 = F_4 + F_3 + F_2 = 9,04 + 13,71 + 20,13 = 42,88t$$

$$V_1 = F_4 + F_3 + F_2 + F_1 = 9,04 + 13,71 + 20,13 + 30,45 = 73,33t$$



Distribution de l'effort tranchant

Distribution horizontale de la force sismique

✱ **Sens longitudinal :**

$$V_{jx}(L) = \frac{V_{jx} R_j(l)}{\sum R_{ji}(l)} + \frac{V_j e_y R_j(l) y_l}{R_{j\theta}}$$

✱ **sens transversale :**

$$V_{jy}(t) = \frac{V_{jy} R_j(t)}{\sum R_{ji}(t)} + \frac{V_j e_x R_j(t) X_t}{R_{j\theta}}$$

Avec :

V_{jx} : effort tranchant au niveau (j) revenant du portique longitudinal.

V_{jy} : effort tranchant au niveau (j) revenant du portique transversal.

$R_{j\theta}$: rigidité angulaire de l'étage.

X_t : la distance du portique transversal à l'axe (y) passant par le centre de gravité.

Y_t : la distance du portique longitudinal à l'axe (x) passant par le centre de gravité

* Portique transversale

nive au	port	V_{jy}	$R_j(t)$	$\sum R_j(t)$	$R_{j\theta}$	Xt/CR	ex	$V_{jy}(t)$
3 ^{eme}	1	9,04	227780,4	1366682,	6856891,6	-9,89	1,04	4,56
			5	7	0			
	2	“	“	“	“	-5,59	“	3,17
	3	“	“	“	“	-1,29	“	1,88
	4	“	“	“	“	2,01	“	2,01
	5	“	“	“	“	6,31	“	3,39
	6	“	“	“	“	10.64	“	4,69
2 ^{eme}	1	22,7	“	“		-9.89	“	11,50
		5						
	2		“	“		-5.59	“	8,15
	3		“	“		-1.29	“	4,79
	4		“	“		2.01	“	5,35
	5		“	“		6.31	“	8,71
	6			“		10.64	“	12,08
1 ^{er}	1	42,8	“	“		-9.89	“	21,77
		8						
	2		“	“		-5.59	“	15,41
	3		“	“		-1.29	“	9,04
	4		“	“		2.01	“	10,11
	5		“	“		6.31	“	16,16
	6		“	“		10.64	“	22,88
RD C	1	73,3	401720,9	2411037,	24943197,	-9.89	“	2,40
		3	2	52	34			
	2		“	“	“	-5.59	“	1,88
	3		“	“	“	-1.29	“	1,37

	4		“	“	“	2.01	“	1,46
	5		“	“	“	6.31	“	1,97
	6		“	“	“	10.64	“	2,49

✱ **Portique longitudinale**

niveau	porti	V_{jx}	$R_j(l)$	$\sum R_j(l)$	$R_{j\theta}$	Yt/CR	ex	$V_{jx}(l)$
3^{eme}	1	9,04	315941	1895646	8027581,88	-3.96	1,04	2,96
	2		“	“	“	0,21		1,57
	3		“	“	“	4,14		3,03
2^{eme}	1	22,75	“	“	“	-3.96		3,68
	2		“	“	“	0,21		3,98
	3		“	“	“	4.14		7,64
1^{er}	1	42,88	“	“	“	-3.96		14,07
	2		“	“	“	0,21		7,50
	3		“	“	“	4,14		14,38
RDC	1	73,33	41874,91	143342,94	12232766,42	-3,96		22,49
	2		“	“	“	0,21		21,52
	3		“	“	“	4,14		2,49

VII.3 Portiques:

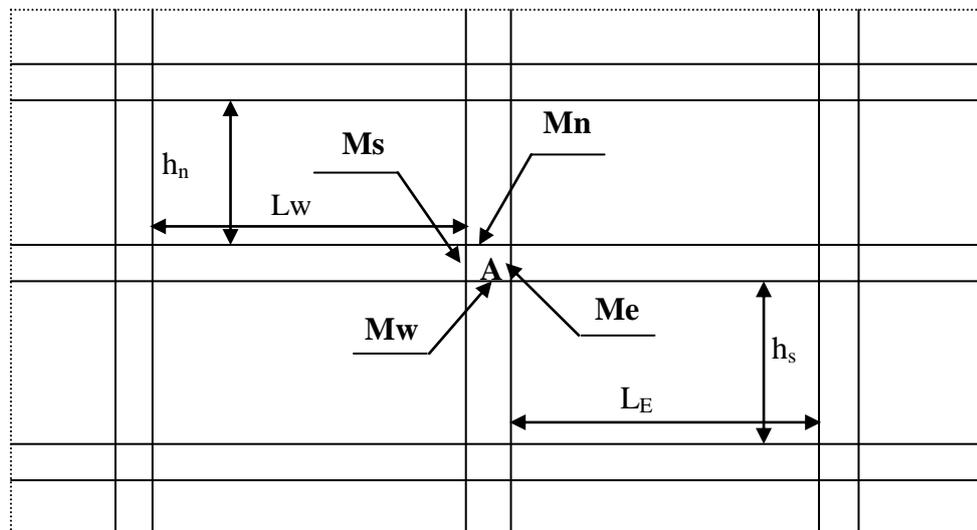
Pour le calcul de notre bâtiment sous charges verticales on utilise la méthode d'ALBERT CAQUOT.

❖ **Présentation de la méthode**

C'est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires ou non des poteaux qui les supportent, sous l'action des charges verticales.

Elle s'applique essentiellement à des éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments de planchers à charge d'exploitation relativement élevée ($Q > 2G$ ou 5 KN/m^2).

• **Modélisation de la structure :**



❖ **Notion et définition**

A : Nœud intérieur de la structure et non voisin d'un nœud de rive et soit :

- L_w et L_e : les portées entre nus d'appui des travées adjacentes au nœud 'A'.
- h_n et h_s : les hauteurs libres des poteaux au dessus et au dessous du nœud 'A'.
- M_e , M_w , M_n , M_s : Moments de continuité agissant dans les sections des nus d'appuis 'A'.
- L'_e , L'_w , L'_n , L_s : longueurs et hauteurs fictives.
- $h'_n = 0,8.h_n$: sauf si le nœud appartient à l'avant dernier plancher auquel cas $h'_n = 0,9.h$.
- $h'_s = 0,8.h_s$: sauf si le poteau est articulé sur la fondation au quel cas on prend $h'_s = h_s$.
- $L'_w = L_w$: pour les travées de rive (i-1) sans porte à faux.
- $L'_w = 0,8.L_w$: pour les travées intermédiaires.
- $L'_w = x_{(i-1)}.L_w$: pour les travées voisines de nœud de rive.

Avec: $x_{(i-1)} = 0,8$

-Si $Ks_{(i-1)} + Kn_{(i-1)} \geq 1,5Ke_{(i-1)}$

-Si non $x_{(i-1)} = 1 - \frac{Ks_{(i-1)} + Kn_{(i-1)}}{7,5xKe_{(i-1)}}$

- $L'e=1$: pour les travées de rive sans porte à faux.
- $L'e=0,8.le$: pour les travées intermédiaires.
- $L'e=x_{(i+1).le}$ pour les travées voisines des nœuds de rive (i-1).

Avec : $x_{(i+1)} = 0,8$

-Si $Ks_{(i+1)} + Kn_{(i+1)} \geq 1,5 Kw_{(i+1)}$.

-Si non $x_{(i+1)} = 1 - \frac{Ks_{(i+1)} + Kn_{(i+1)}}{7,5xKe_{(i+1)}}$

❖ Les rigidités linéaires

Elles sont données comme suite :

$$Kw = Iw/Lw' \quad ; \quad Ke = Ie / Le' \quad ; \quad Kn = In / hn' \quad ; \quad Ks = Is / hs'$$

$$D = \sum K = Ke + Kw + Kn + Ks$$

In, Is, Iw, Ie : sont les moments d'inerties des sections considérées.

❖ Les moments fictifs

Les charges appliquées sur les deux travées encadrant l'appui considéré engendrent des moments fictifs suivants :

$$M'w = \frac{qw(L'w)^2}{8,5} + L'w \sum K'w.pw$$

$$M'e = \frac{qe(L'e)^2}{8,5} + L'e \sum K'e.pe$$

qe, qw : charges uniformément répartie sur la travée de droite et de gauche successivement.

pe, pw : charges concentrées sur la travée de droite et gauche successivement à une distance 'a' du nu d'appui.

$$K' = \left(\frac{1}{2,125}\right) \times \left(\frac{a}{l'}\right) \times \left(1 - \frac{a}{l'}\right) \times \left(2 - \frac{a}{l'}\right)$$

❖ Les moments réels

Sont donnés par :

$$M_w = M'e \frac{K_w}{D} + M'w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'w \frac{K_e}{D} + M'e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_n = (M'e - M'w) \frac{K_n}{D}$$

$$M_s = (M'e - M'w) \frac{K_s}{D}$$

➤ Moment en travée

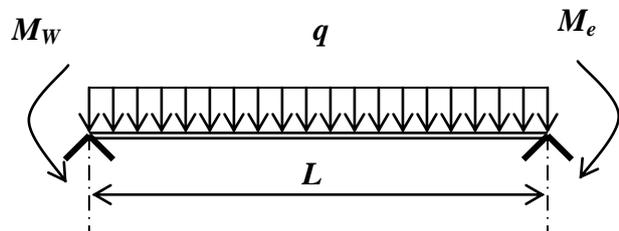
Pour une charge uniformément répartie

- Le moment maximal en travée vaut:

$$M_t = \mu(x) + |M_w| \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + |M_e| \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

- Le moment est max à l'abscisse:

$$\mu(x) = q \frac{x}{2} (L - x)$$



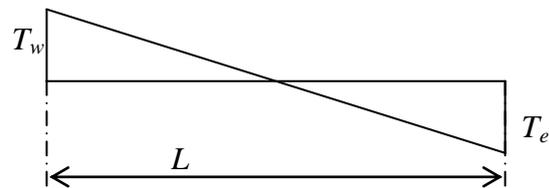
➤ Effort tranchant

Ces efforts seront calculés en considérant la travée indépendante soumise aux charges réparties et

des moments de continuité.

$$T(x) = -qx + q \frac{l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

L : longueur de travée.



✓ Remarque:

On doit vérifier: $M_e - M_w = M_n + M_s$

➤ **Efforts normaux dans les poteaux :**

Les efforts normaux sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres .Les réactions d'appuis développées à l'appui 'i' donnent l'effort de compression dans les poteaux ainsi que le poids propre du poteau.

$$N_i = |T_e - T_w| + \text{le poids du poteau du niveau supérieur}$$

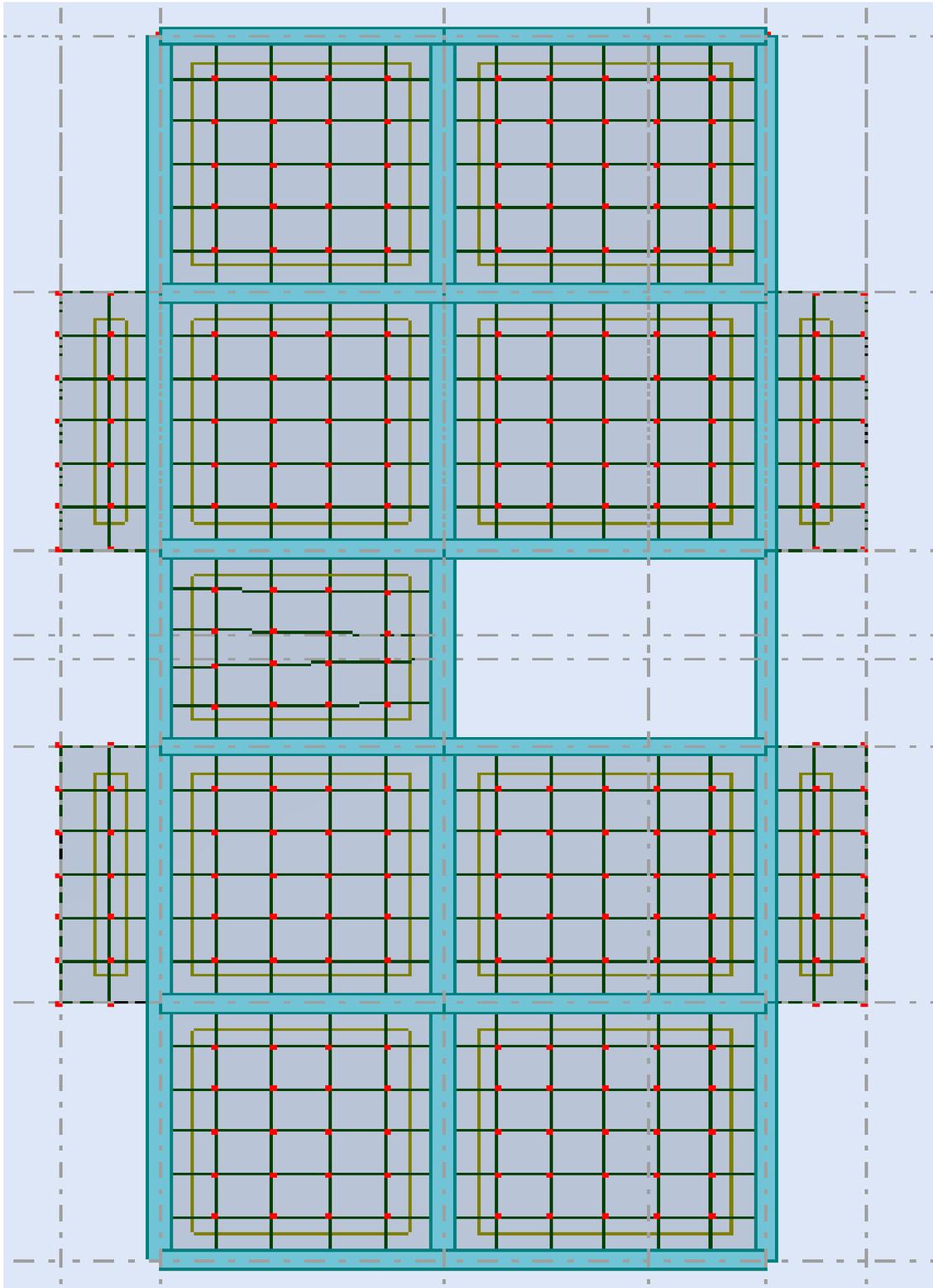
✓ **Remarque:**

Le signe moins (-) désigne que N est un effort de compression.

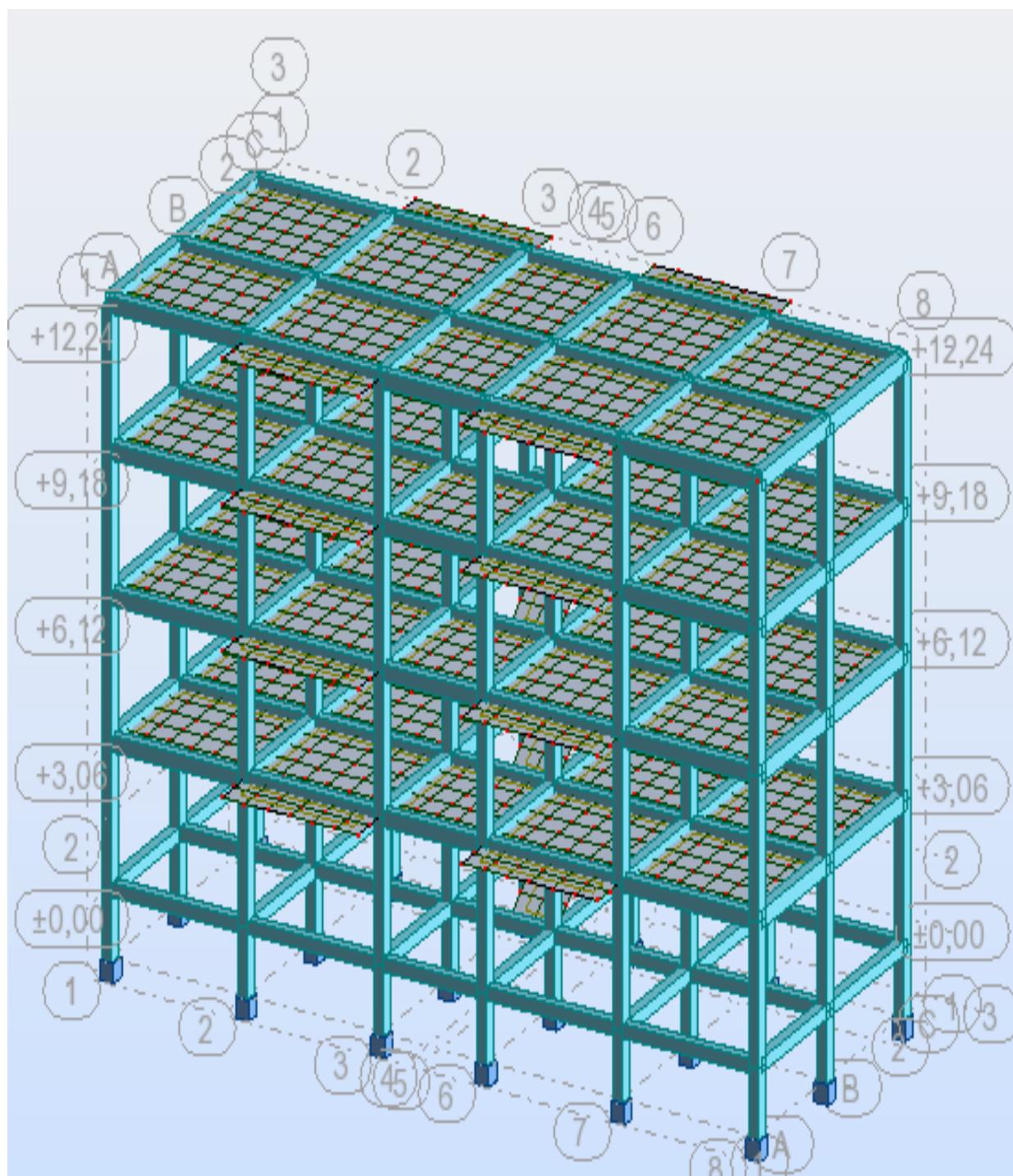
Application

Ne disposant pas du temps nécessaire pour faire les calculs par cette méthode nous nous contenterons d'afficher les résultats obtenus par ROBOT .

Les résultats de calcul seront représentés sous forme de diagrammes.



Vue en plan du bâtiment sur robot



* Vue en 3D du bâtiment sur robot*

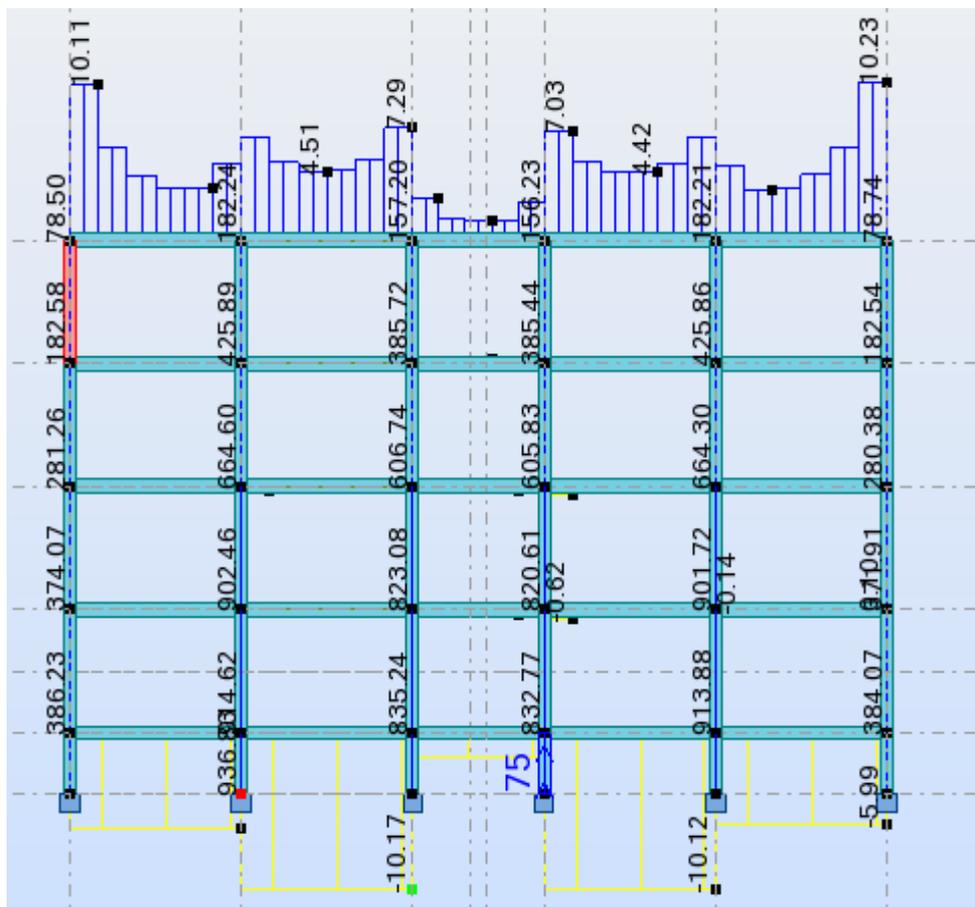
I. CALCULE DE L'EFFORT NORMAL

.....1 Les poteaux.....

A :Sens longitudinal :

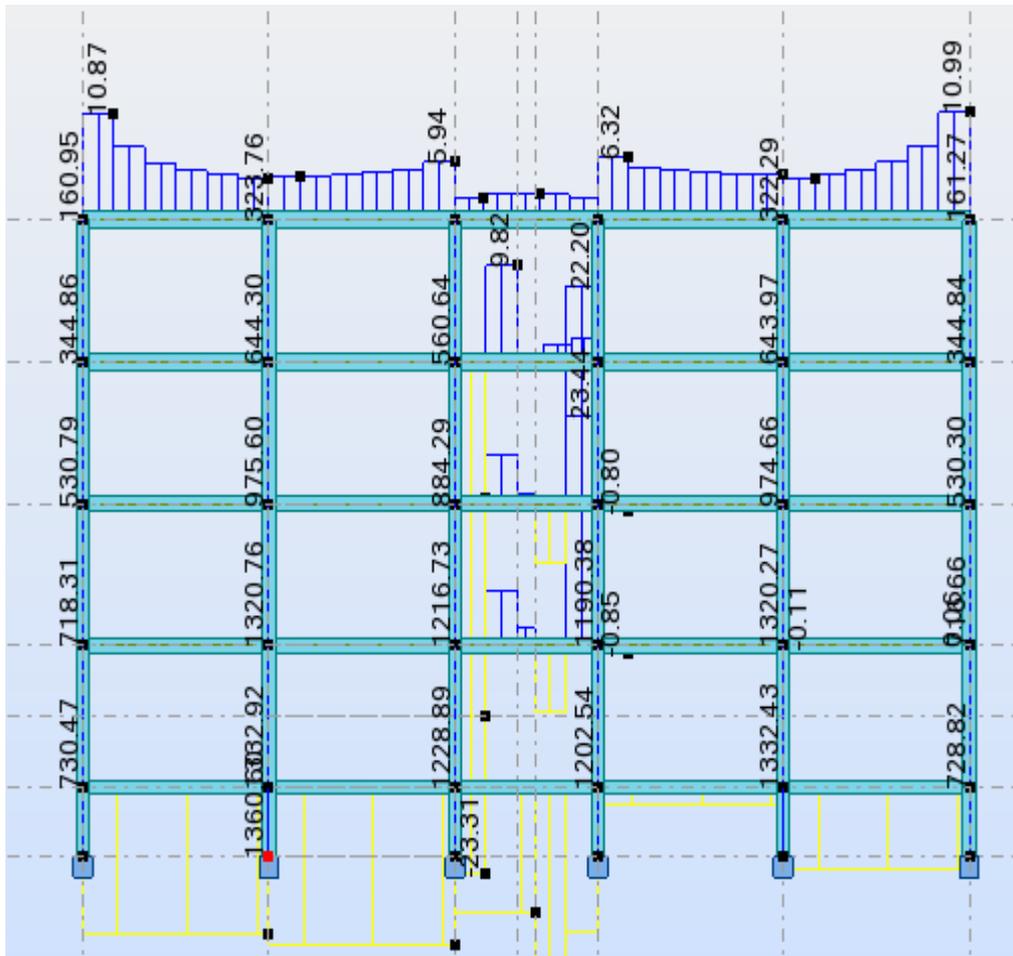
File A :

Efforts normaux pour les poteaux à ELU



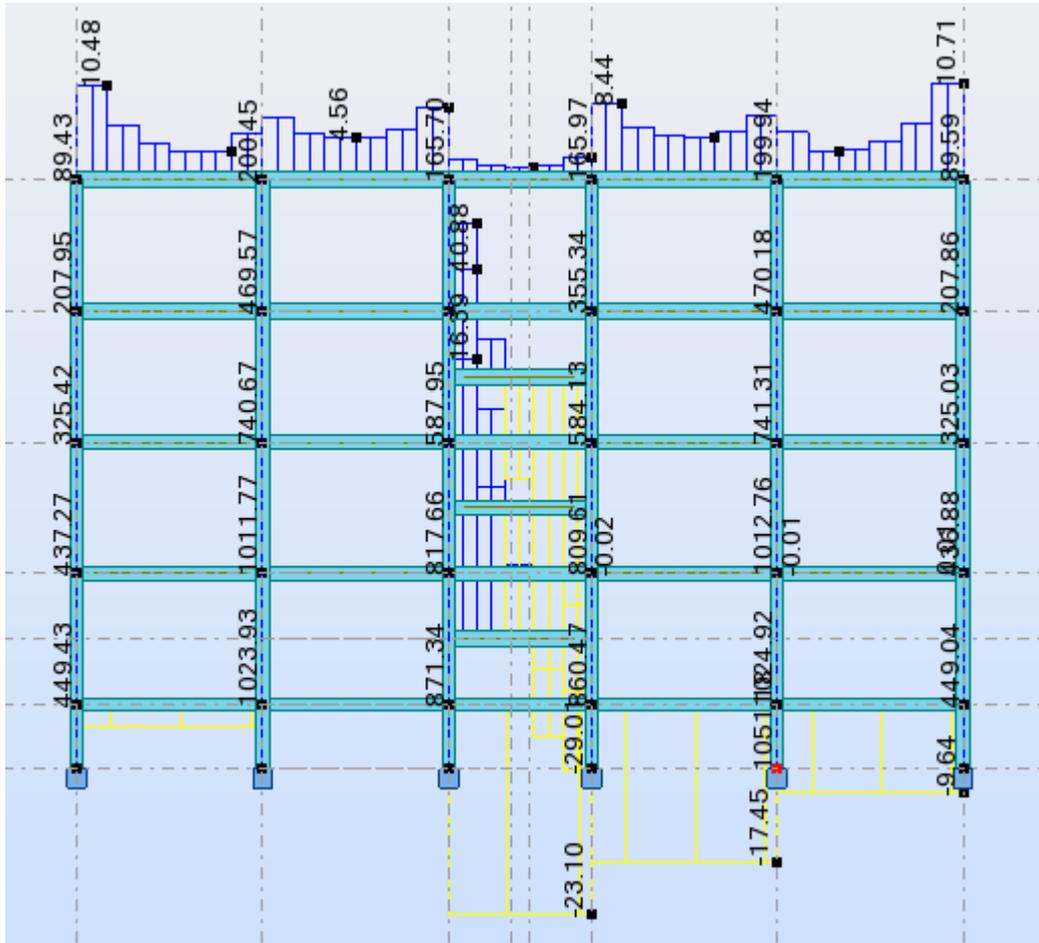
File B :

Efforts normale pour les poteaux à ELU



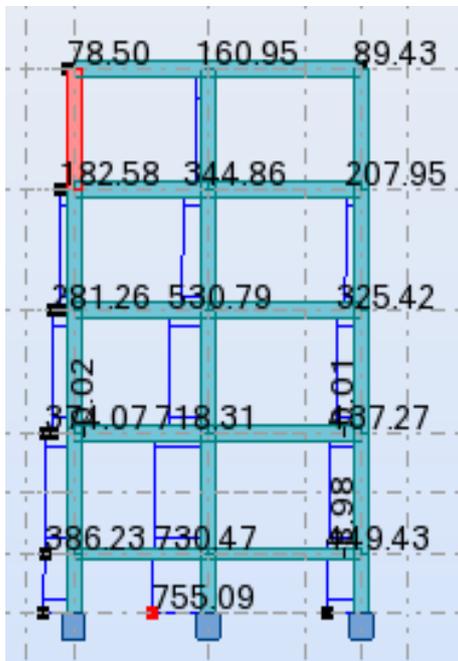
File C :

Efforts normale pour les poteaux à ELU

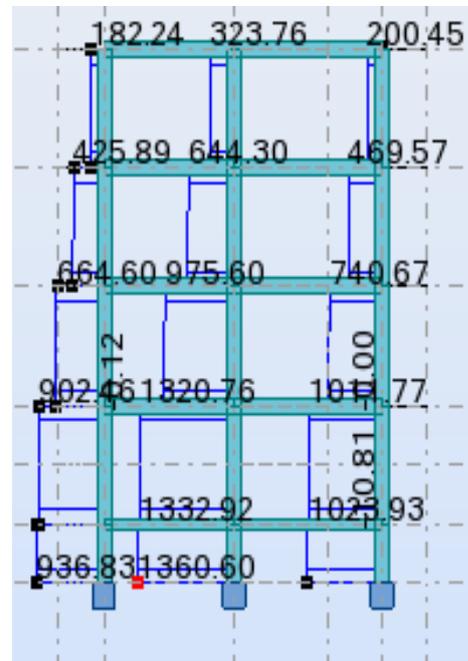


B : Sens transversal :

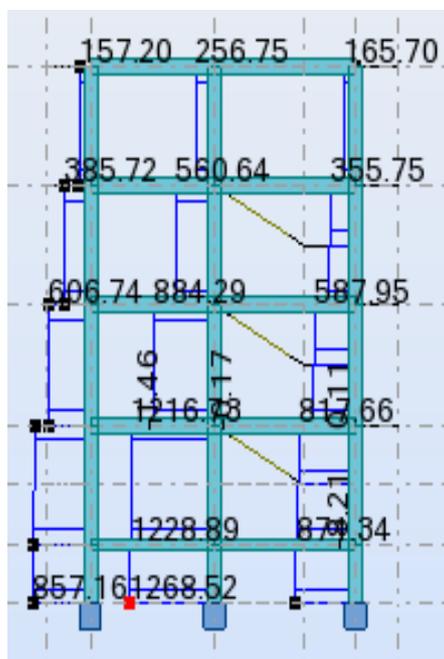
Effort normale pour les poteaux à ELU



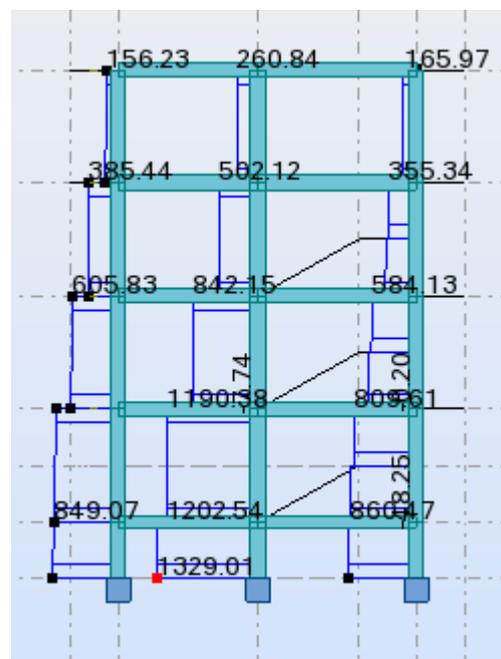
File 1 :



File 2 :

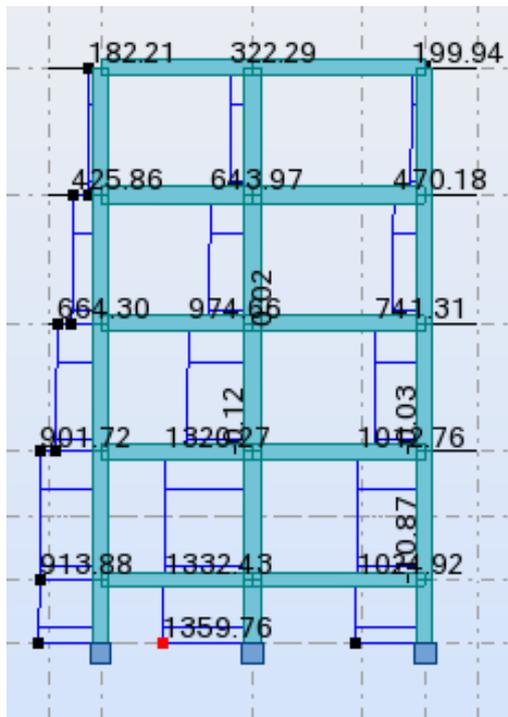


File 3:

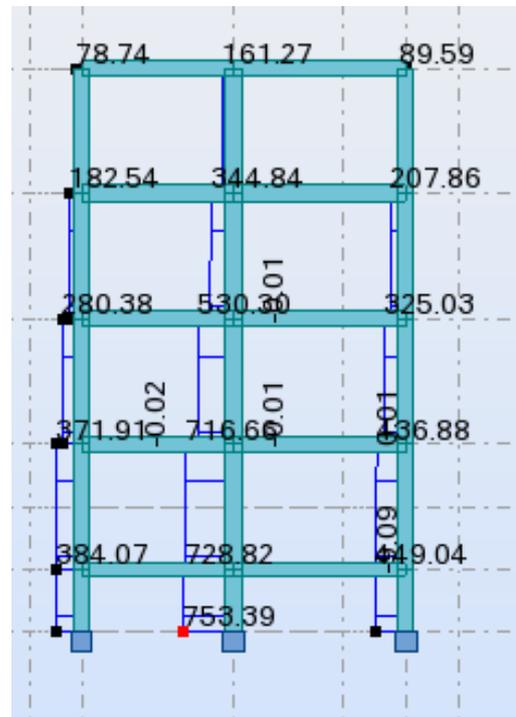


File 4

Effort normale pour les poteaux à ELU



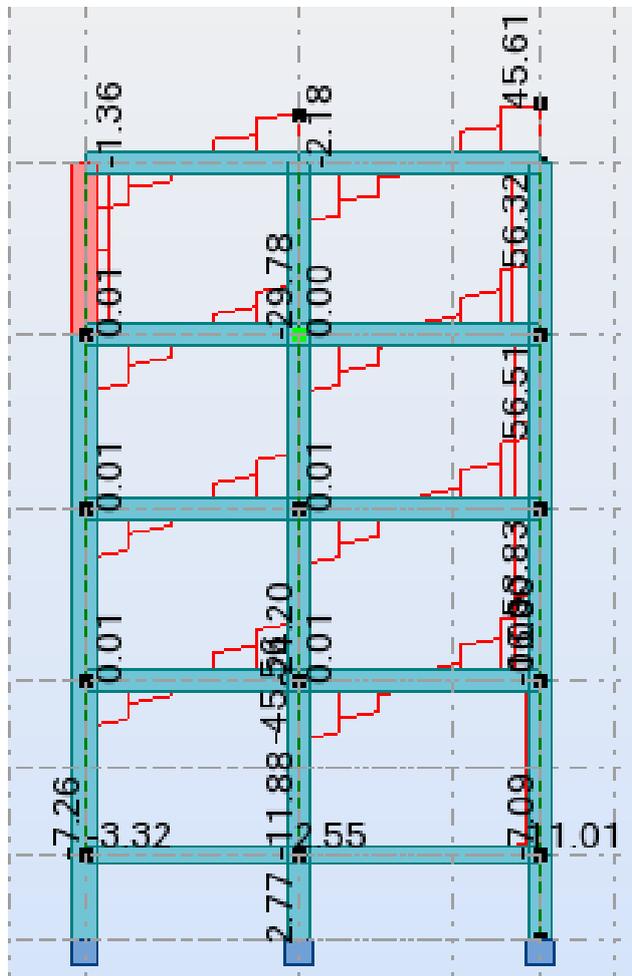
File 5



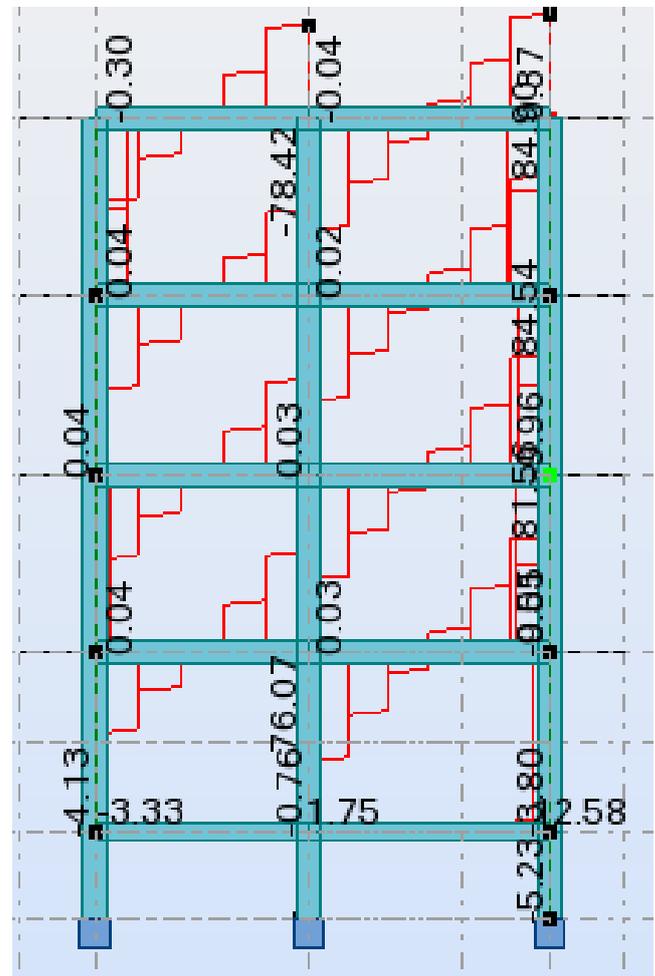
File 6

2 Calcul de l'effort tranchant dans les poteaux

A/ Sens transversal (Fy et Fz) :



File 1

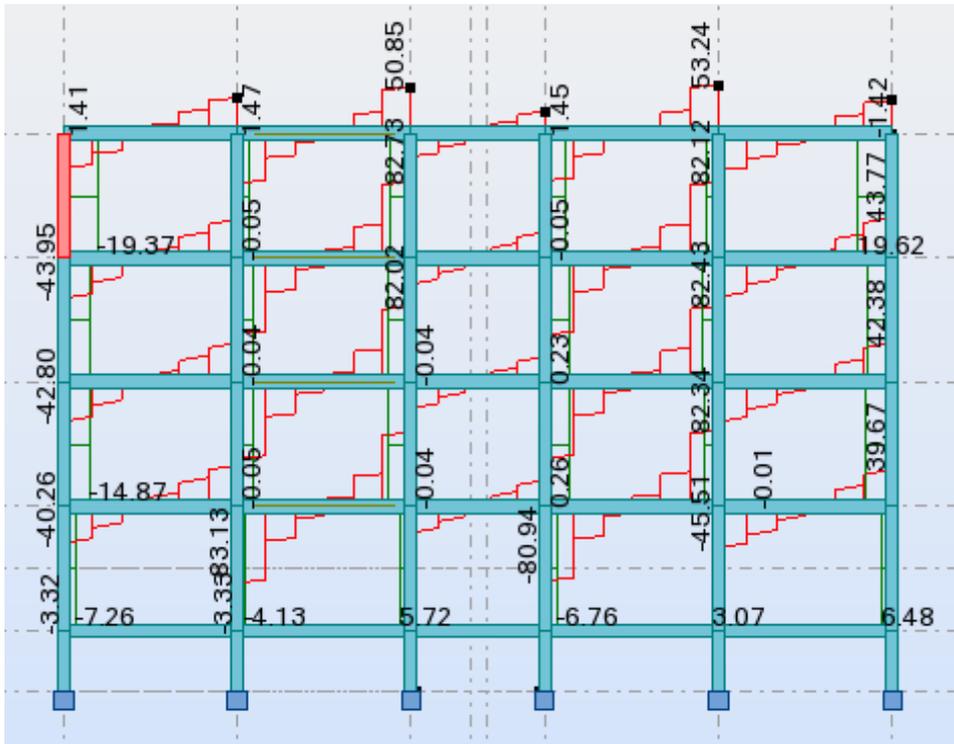


File 2

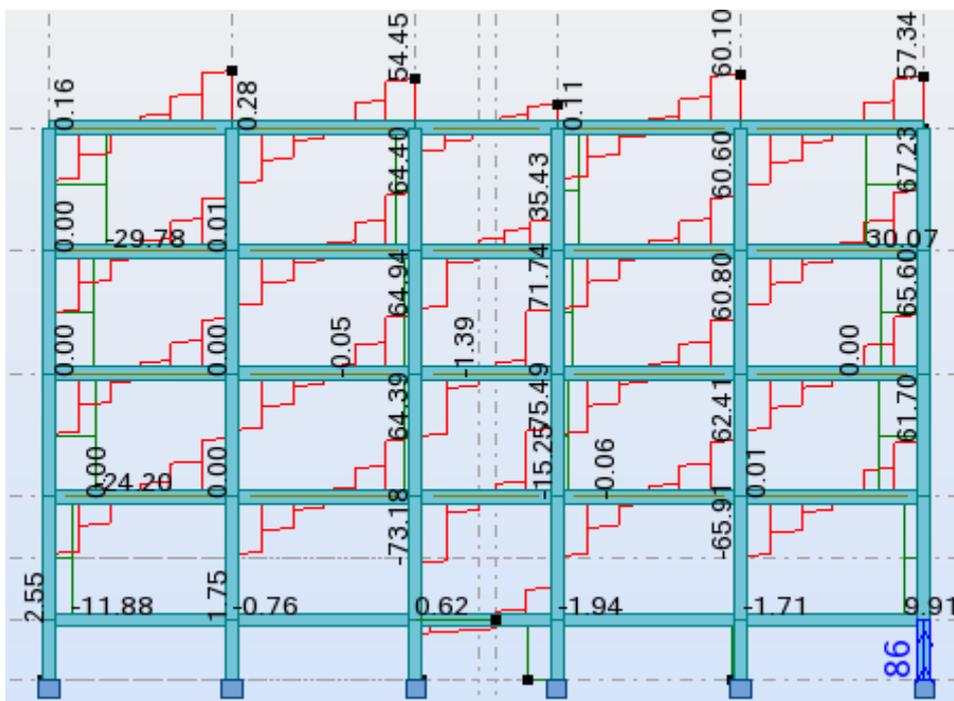
l'effort tranchant dans les poteaux

B/ Sens longitudinal :

File A

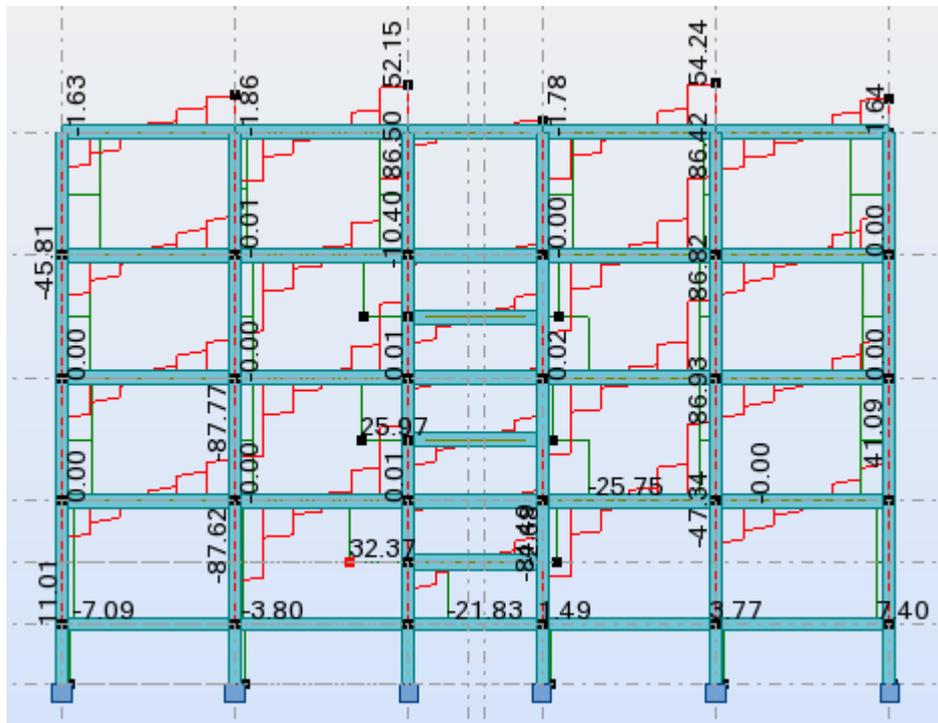


FileB



l'effort tranchant dans les poteaux

File c



Chapitre VIII

Combinaison d'actions

IIX. Combinaisons d'actions :

Vu le manque de temps pour bien détailler ce projet, nous allons considérer uniquement les combinaisons qui vont nous permettre de ferrailer les éléments structuraux de cet ouvrage.

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot.

Et pour les autres combinaisons d'actions voir l'Annex .

a) poteaux :**• Les combinaisons du CBA93 :**

Vu que la sollicitation horizontale et les charges verticales sont reprises en totalité par les poteaux .

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations maximales sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G+Q \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91})$$
$$G+Q \pm 1.2E \quad (\text{RPA 99 / 2003})$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les résultats des combinaisons d'actions qui déterminent l'effort de compression dans le poteau le plus chargé sont représentées sur les tableaux qui suivent :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1360,60	32,37	86,93	13,64	53,73	49,68
Barre	73	7	35	442	259	257
Noeud	51	14	26	93	124	122
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-48,25	-29,78	-87,77	-13,54	-68,94	-50,07
Barre	103	257	390	452	450	272
Noeud	19	94	150	108	105	137
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau8.1 : Effort normale dans le poteau à ELU

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	996,96	23,48	63,23	9,97	39,48	36,42
Barre	73	7	35	442	259	257
Noeud	51	14	26	93	124	122
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-35,09	-21,82	-63,83	-9,90	-50,44	-36,71
Barre	103	257	390	452	450	272
Noeud	19	94	150	108	105	137
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Tableau8.2 : Effort normale dans le poteaux à ELS

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1393,32	111,35	103,03	21,61	32,81	95,83
Barre	74	10	10	30	262	12
Noeud	52	19	19	36	127	24
Cas	12 (C) (CQC)					
MIN	-11,83	-6,84	-54,80	-6,66	-117,58	-11,16
Barre	78	257	276	45	112	272
Noeud	19	94	125	24	64	137
Cas	12 (C) (CQC)					

Tableau8.3 : Effort normale dans le poteau à EA (G+Q+1,2EX)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	987,89	7,04	54,36	7,25	100,16	10,80
Barre	98	272	444	47	112	257
Noeud	58	109	96	18	64	122
Cas	13 (C) (CQC)					
MIN	-149,62	-122,08	-107,43	-21,93	-37,91	-94,54
Barre	103	7	112	20	444	9
Noeud	19	13	64	6	96	18
Cas	13 (C) (CQC)					

Tableau8.4 : Effort normale dans le poteau à EA (G+Q-1,2EX)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1149,14	55,98	116,83	65,47	10,92	37,53
Barre	74	7	7	112	265	257
Noeud	52	14	13	63	130	122
Cas	14 (C) (CQC)					
MIN	-14,44	-21,16	-60,48	-8,29	-133,55	-35,63
Barre	41	257	390	452	74	272
Noeud	16	94	150	108	52	137
Cas	14 (C) (CQC)					

Tableau8.5 : Effort normale dans le potauu à EA (G+Q+1,2EY)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	973,51	21,39	60,29	8,27	155,84	35,31
Barre	73	272	458	442	74	257
Noeud	51	109	105	93	52	122
Cas	15 (C) (CQC)					
MIN	-104,71	-42,28	-137,30	-65,66	-41,07	-45,94
Barre	103	363	74	112	390	7
Noeud	19	20	52	64	150	14
Cas	15 (C) (CQC)					

Tableau8.6 : Effort normale dans le potauu à EA (G+Q-1,2EY)

b) **Poutres :**

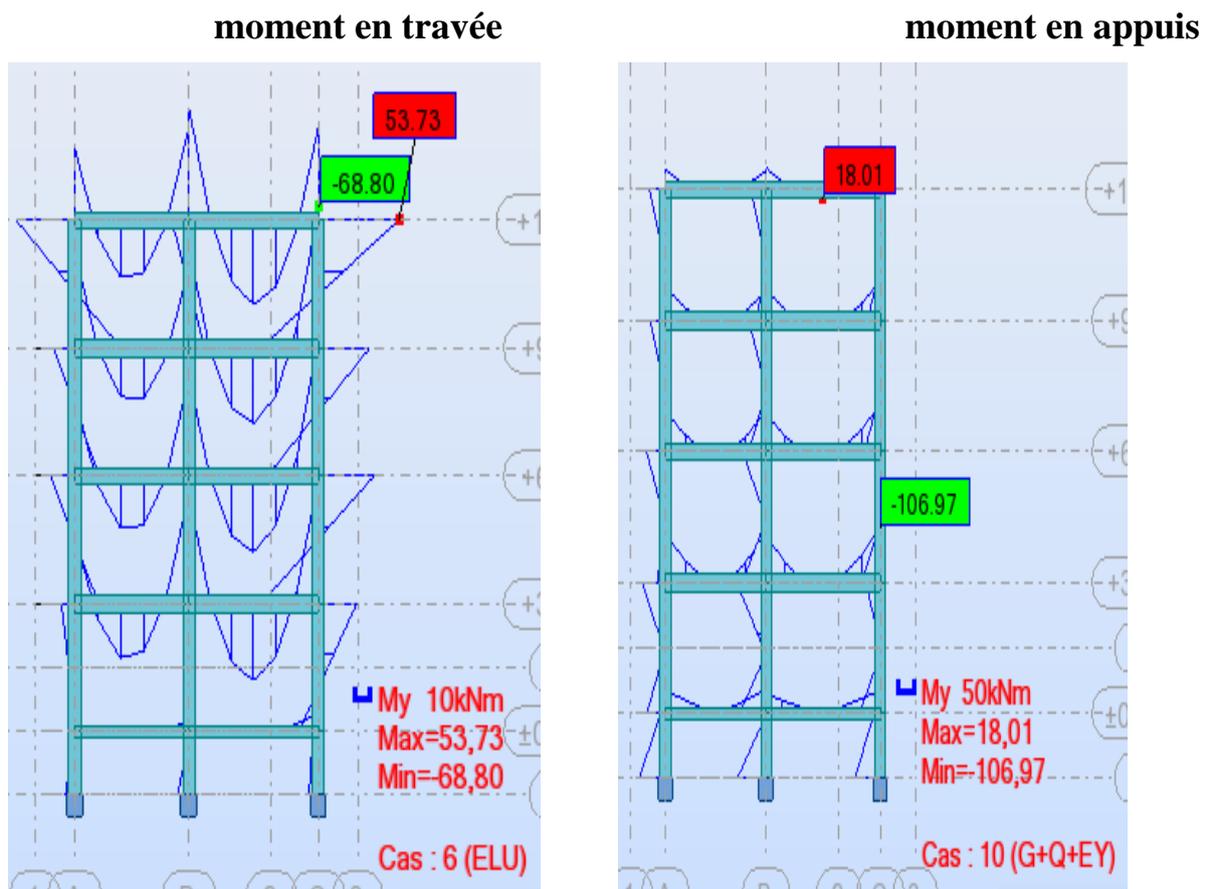
Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA** en ELU (**1.35G+1.5Q**) et en ELS (**G+Q**) : Pour déterminer le moment Max en travées.
- Situation accidentelle selon le **RPA99/ 2003** (**G+Q±E** et **0.8G±E**) : Pour déterminer respectivement le moment maximum sur les appuis qui nous permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

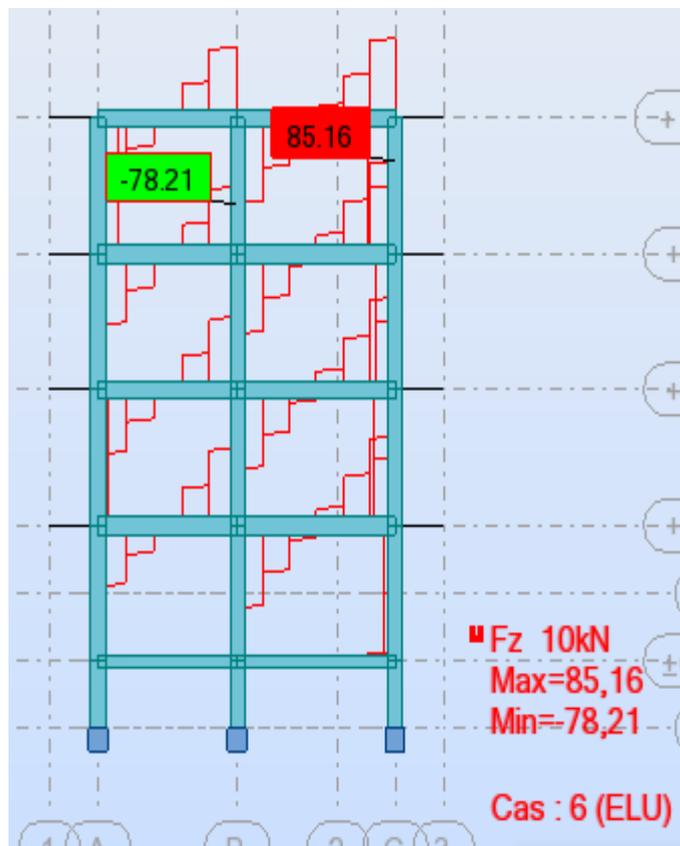
Les résultats sont représentée sous forme des diagrammes :

poutre :

1. poutre principale (sens transversal) :



**Figure8.1 Diagramme momen dans la poutre principale
En travée et sur appuis**

Calcul de l'effort tranchant :Effort tranchant sous $1.35G+1.5Q$ **Figure8.2 : Diagramme effort tranchant dans la poutre principale**

Moment en travée (M_t)	Moment en appui (M_A)	Effort tranchant(T)
53,73 KN.m	106,97 KN.m	85,16 KN

Tableau8.7 : Poutre principale (sens transversal)

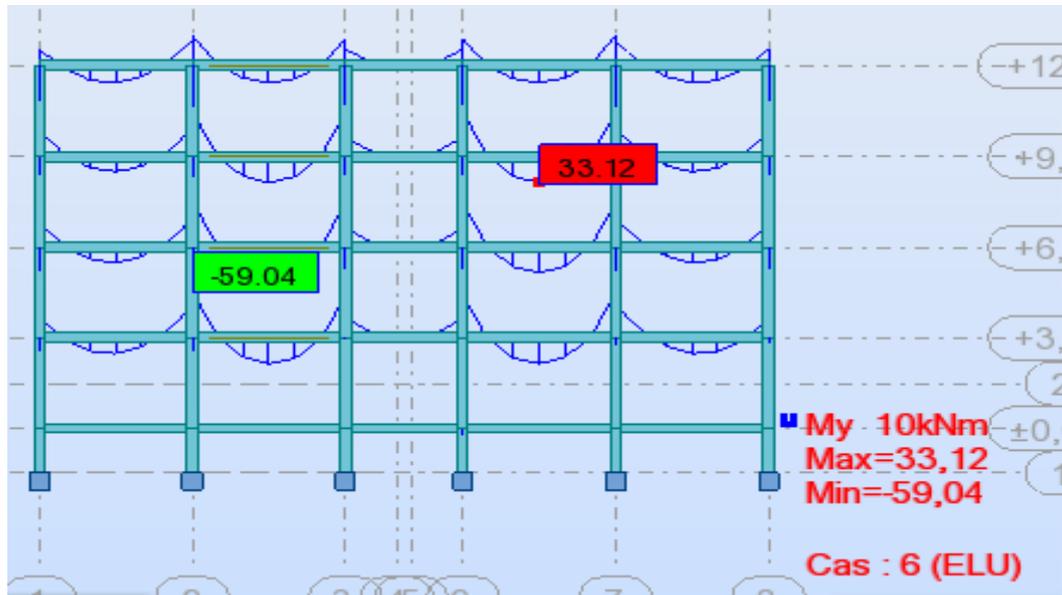
2. poutre secondaire (sens longitudinal) :

Figure8.3 : Diagramme Moment en travée dans la poutre secondaire(ELU)

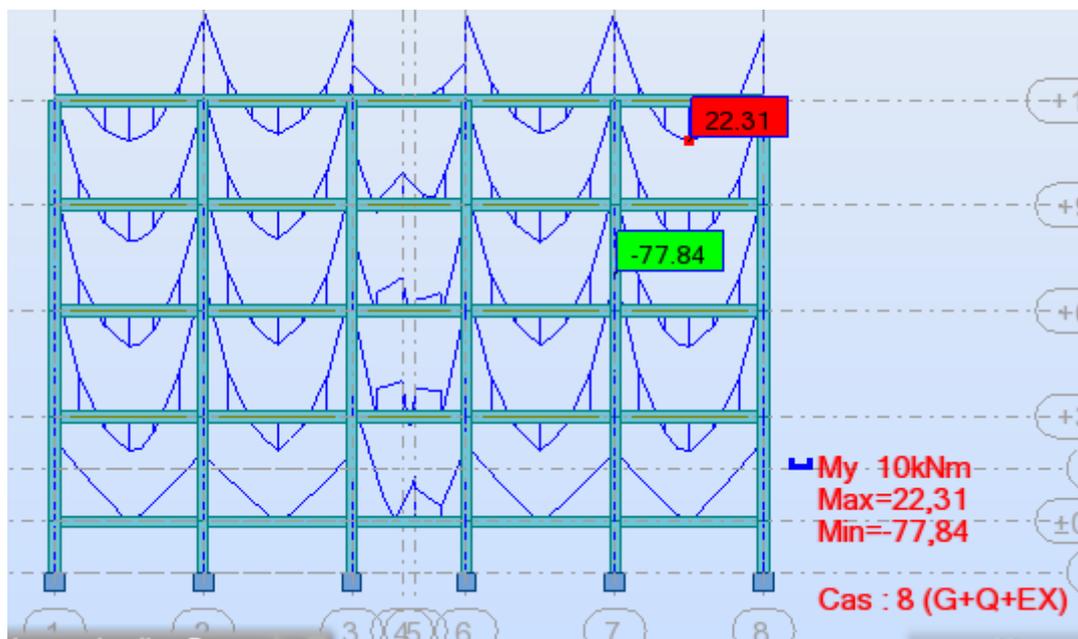


Figure8.4 : Diagramme Moment en appuis dans la poutre secondaire(EA)

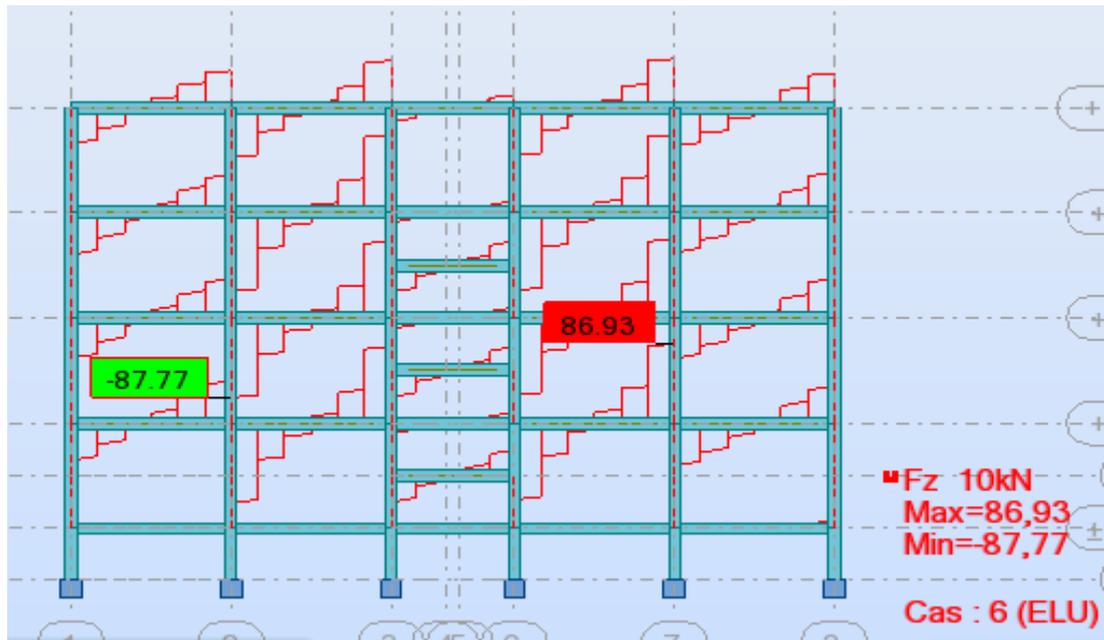


Figure8.5 : Diagramme Effort tranchant dans la poutre secondaire(ELU)

Moment en travée (M_t)	Moment en appui (M_A)	Effort tranchant(T)
32,12 KN.m	77,84 KN.m	87,77 KN

Tableau8.8 : POUTRE SECONDAIRE(sens longitudinal)

Chapitre IX

Ferraillage

Ferrailage des éléments structuraux

Dans ce chapitre, nous allons utiliser les résultats obtenue par le logiciel ROBOT pour ferrailer les portiques.

1) FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

▪ **Cas durable :****-Béton :**

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad f_{c28} = 25MPa \quad ; \quad \sigma_b = 14,2MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad ; \quad F_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 348MPa$$

▪ **Cas accidentel :****-Béton :**

$$\gamma_b = 1,15 \quad ; \quad f_{c28} = 25MPa \quad ; \quad f_{bc} = 18,48MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad F_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 400MPa$$

a. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

▪ **Selon BAEL 91 :**

$$-E.L.U. : \quad \text{Situation durable} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

▪ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots (2)$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots (3)$$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, La combinaison (2) est remplacée

Par la combinaison suivante : $G+Q \pm 1,2E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{ere}) N^{max}, M^{corr}$$

$$2^{eme}) M^{max}, N^{corr}$$

$$3^{eme}) N^{min}, M^{corr}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage maximal sera de :

$$A_{\max} = A < 4\% bh \quad \text{en zone courante.}$$

$$A_{\max} = < 6\% bh \quad \text{en zone recouvrement.}$$

Leur pourcentage minimai sera de

$$A_{\min} = A_s > 0,7\% bh \quad \text{en (zone I)}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,8 \% bh \quad \text{en (zone IIa)}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \quad \text{en (zone IIb et III)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est :
pour Fe 400 $L_R = 40 \Phi_L$
pour Fe 500 $L_R = 50 \Phi_L$
- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone I et II

20cm en zone IIb et III

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

C . Les résultats du ETAPESS :

Les résultats des efforts internes dans les poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT sont résumés dans les tableaux qui suivent.

- Sens transversal

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1360,60	32,37	86,93	13,64	53,73	49,68
Barre	73	7	35	442	259	257
Noeud	51	14	26	93	124	122
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-48,25	-29,78	-87,77	-13,54	-68,94	-50,07
Barre	103	257	390	452	450	272
Noeud	19	94	150	108	105	137
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau9.1 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	973,51	21,39	60,29	8,27	155,84	35,31
Barre	73	272	458	442	74	257
Noeud	51	109	105	93	52	122
Cas	15 (C) (CQC)					
MIN	-104,71	-42,28	-137,30	-65,66	-41,07	-45,94
Barre	103	363	74	112	390	7
Noeud	19	20	52	64	150	14
Cas	15 (C) (CQC)					

Tableau9.2 :Efforts internes sous $G+Q\pm 1.2E$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	699,67	15,34	39,72	5,57	127,91	25,51
Barre	98	272	458	442	74	257
Noeud	58	109	105	93	52	122
Cas	19 (C) (CQC)					
MIN	-81,40	-31,70	-111,09	-53,39	-27,16	-33,23
Barre	103	363	74	112	400	7
Noeud	19	20	52	64	152	14
Cas	19 (C) (CQC)					

Tableau9.3 :Efforts internes sous 0.8G±E

Soit un poteau de dimensions : (30X40) (Zone II) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$; Section = 30X40 cm^2 ; acier Fe E400.

D'après la combinaison (**G+Q-1,2EY**).

$$N_{\max} = 973,51 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\max} = 153,84 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{155.84}{973.5} = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

$e_0 > h/2 = 20$ le Point c se trouve à l'intérieur de la section

$$M_1 = M_u + N_u(d - h/2) = 155,84 + 973,51(0,37 - 0,20) = 321,4 \text{ KN. M}$$

Vérification de la section :

$$\text{Soit : } (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bu} = 245,04 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 = -24,41 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 < (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

D'où la section est partiellement comprimée

• **Ferrailage longitudinal :**

$$\text{On a : } M_1 = 321,4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}} = 0,423 \dots \dots \dots \mu_1 = 0,392$$

$$\mu > \mu_1 \dots \dots \dots A' \neq 0$$

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot f_{bu} \cdot b \cdot d^2 = 297,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{f2} = M_1 - M_{f1} = 321,4 - 297,51 = 23,9 \text{ KN. m}$$

$$A'_1 = M_{f2} / (d - c') \sigma_s = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = M_{f1} / B_1 d \sigma_s + A'_1 \sigma'_s / \sigma_s = 29,17 \text{ cm}^2$$

$$A' = A'_1 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N / 100 \sigma_s = 29,17 - 24,33 = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 3\text{HA}16 \text{ soit } A = 6,03 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1360,60	32,37	86,93	13,64	53,73	49,68
Barre	73	7	35	442	259	257
Noeud	51	14	26	93	124	122
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-48,25	-29,78	-87,77	-13,54	-68,94	-50,07
Barre	103	257	390	452	450	272
Noeud	19	94	150	108	105	137
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau9.4 :Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1393,32	111,35	103,03	21,61	32,81	95,83
Barre	74	10	10	30	262	12
Noeud	52	19	19	36	127	24
Cas	12 (C) (CQC)					
MIN	-11,83	-6,84	-54,80	-6,66	-117,58	-11,16
Barre	78	257	276	45	112	272
Noeud	19	94	125	24	64	137
Cas	12 (C) (CQC)					

Tableau9.5 :Efforts internes sous $G+Q\pm 1.2^E$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1043,25	92,71	82,19	17,08	24,10	77,92
Barre	74	10	10	30	262	12
Noeud	52	19	19	36	127	24
Cas	16 (C) (CQC)					
MIN	-7,13	-3,26	-40,17	-3,82	-96,81	-5,32
Barre	78	257	276	457	112	272
Noeud	19	94	125	105	64	137
Cas	16 (C) (CQC)					

Tableau9.6 :Efforts internes sous 0.8G±E

Soit un poteau de dimensions : (40X30) (Zone II) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$; Section = 40X30 cm^2 ; acier Fe E400.

D'après la combinaison (G+Q+1,2EX).

$$N_{\max} = 1393,32 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\max} = 95,83 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{95,83}{1393,32} = 0,068 \text{ m} \approx 7 \text{ cm}$$

$e_0 < h/2 = 15$ le Point c se trouve à l'intérieur de la section

$$M_1 = M_u + N_u(d - h/2) = 95,83 + 1393,32(0,27 - 0,15) = 263,02 \text{ KN. m}$$

Vérification de la section :

$$\text{Soit : } (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bu} = 170,31 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 = 71,37 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 < a = (0,337h - 0,81c')b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

D'où la section est partiellement comprimée

• **Ferrailage longitudinal :**

On a : $M_1 = 263,02 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}} = 0,48 \dots \dots \dots \mu_1 = 0,392$$

$$\mu > \mu_1 \dots \dots \dots A' \neq 0$$

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot f_{bu} \cdot b \cdot d^2 = 211,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{f2} = M_1 - M_{f1} = 263,02 - 211,23 = 51,79 \text{ KN. m}$$

$$A'_1 = M_{f2} / (d - c') \sigma_s' = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = M_{f1} / B_1 d \sigma_s + A' \sigma_s' / \sigma_s = 32,07 \text{ cm}^2$$

$$A' = A'_1 = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N / 100 \sigma_s = 32,07 - 34,83 = -2,76 \text{ cm}^2$$

Le signe (-) veut dire que la section brute du béton seul résiste aux sollicitations ,

alors $A = A' = 5,39 \text{ cm}^2$ et on adopte 3HA 14 soit $A = 6,03 \text{ cm}^2$

Vérification de la section minimal

$$A \geq A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 9,8 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte $A = 3\text{HA}20$ soit : $A = 9,42 \text{ cm}^2$

• **Ferrailage transversal :**

Les armatures transversals des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t/t = \rho V_u / h_1 f_e \\ \varnothing_t \geq 6\text{mm} \end{array} \right.$$

$$V_u = 113,05 \text{ KN}$$

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l = 2,14$$

$$\lambda_g = (l_f / a \text{ ou } l_f / b) = 5,35 > 5 \quad \text{d'où } \rho = 2,5$$

• **Espacement :**

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10 \varnothing_l ; 15\text{cm}) \quad \text{d'où } t = 14 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$\begin{cases} t' \leq \min(15 \varnothing_l) & \text{d'où } t' = 20 \text{ cm} \\ A_t/t = \rho V_u / h_1 f_e & ; \quad A_t = 1,08 \text{ cm}^2 \\ \varnothing_t \geq 6 \text{ mm} & \text{d'ou on adopte } \varnothing_t = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Vérification d'après le RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec :

- ✓ Le diamètre minimal est
de 12 mm.....C.V
- ✓ Une section minimale : $A > A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 9,8$
cm².....C.V
- ✓ Une section maximale :
 - $A \leq 4\% \cdot b \cdot h = 36 \text{ cm}^2$, pour la zone
courante.....C.V

- $A \geq 6\%$.b.h = 72 cm², pour la zone de recouvrement.....C.V
- ✓ La largeur de recouvrement est $L = 40\Phi = 56\text{cm}$C.V
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau est inférieure à 25cm.....C.V
- ✓ La zone nodale :
 - $l' = 2.h = 80\text{ cm}$ C.V
 - $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{ cm}) = 60\text{ cm}$C.V
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.....C.V
- ✓ L'espace des armatures transversales :
 - Zone nodale : $t \leq \min (10.\Phi_1, 15\text{ cm}) = 14\text{ cm}$C.V
 - Zone courante : $t \leq 15.\Phi_1 = 20\text{ cm}$C.V

Finalement et pour être en conformité avec les prescriptions du RPA nous adopterons pour tous les poteaux les ferrailages suivants :

Longitudinalement : 8HA14 = 12,32cm².

Transversalement : 2 cadre Ø6 avec un espacement de 10 cm en zone nodale, et un espacement de 20 cm en zone courante.

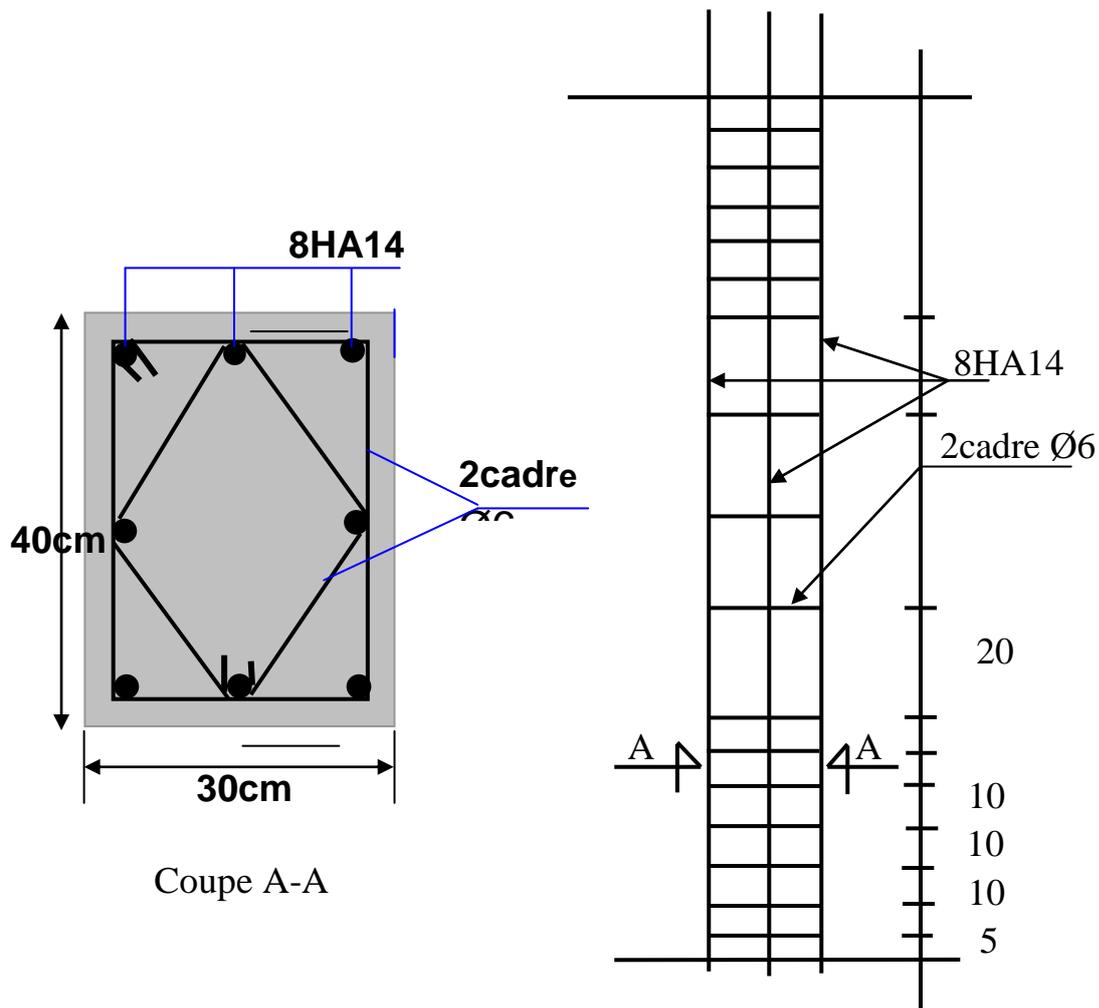


Figure 9.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

X.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments fléchissants et des efforts tranchants le calcul se fera en flexion simple en considérant les fissurations comme étant

peu préjudiciable.

A : poutre principale :

h(cm)	b(cm)	c(cm)	d(cm)	f _{c28} (Mpa)	Fe	fissuration
40	30	3	37	25	400	Peu préjudiciable

Tableau9.7 : Caractéristiques de la poutre**Calcul selon le BAEL 91 modifié 99**

Les poutres seront calculées en flexion simple à ELU et à ELA en utilisant les moments max en travée et appuis donnés par les combinaisons actions.

Pour le cas de nos poutres les deux moments maxima sont donnés par les combinaison :

- G+Q ± E en appuis
- 1,35G+1,5Q en travée

Les résultats a été effectuées d'après le logiciel de calcul que nous avons utilisé Le RPBOT.

A : poutre principale :

➤ En travée

On a : $M_u = 53,73 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,092 \dots \dots \dots \mu_1 = 0.392$$

$$\mu < \mu_1 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,120$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 35,22\text{cm}$$

$$; \quad A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 4,38 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA14 Soit $A = 4,62 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_t = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

➤ En appuis

On a : $M_u = 106,97 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,14 \quad \dots \quad \mu_l = 0.392$$

$$\mu < \mu_l \quad \dots \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,189$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 34,20 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 7,81 \text{ cm}^2$$

On adopte 3(HA14+HA12)..... Soit $A = 8,01 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_t = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

	M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	α_{bu}	z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	53,73	0,092	0,120	35,22	4,38	1,34	3HA14 $A = 4,62 \text{ cm}^2$
Appui	106,97	0,14	0,189	33,24	7,81	1,34	3(HA14+HA12) $A = 8,01 \text{ cm}^2$

Tableau 9.8 : Ferraillage de la poutre principale

❖ Vérification à l'ELS :

Cette vérification est inutile, car la fissuration est peu nuisible.

❖ Vérification d'après le RPA :✓ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A > A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

- Une section maximale :

$$A \leq 4\% \cdot b \cdot h = 48 \text{ cm}^2, \text{ pour la zone courante}$$

$$A \leq 6\% \cdot b \cdot h = 72 \text{ cm}^2, \text{ pour la zone de recouvrement}$$

- La longueur minimale de recouvrement est $L = 40\varnothing = 56 \text{ cm}$

✓ Armatures transversales :

- $V_{u_{\max}} = 85,16 \text{ KN}$, d'où $\tau_u = 0,70 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau u} \leq \min (5 \text{ MPa} ; 0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau u} = 3,33 \text{ MPa}$, donc les armatures transversales sont des armatures droites.

- Diamètre minimal des armatures d'âmes :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_{\min}) =$$

$$\varnothing_t \leq \min (400/35 ; 300/10 ; 14) \leq 11.4 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t = 8 \text{ cm}, \text{ soit 2 cadres en } \varnothing 8$$

- Espacement :
 - 1 / $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1) \leq \min(10 ; 16,8)$
 $S_t = 10 \text{ cm}$ pour la zone nodale
 - 2 / $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$ pour la zone courante
- La quantité d'armatures transversales minimale est :
 $A_t = 0,003.S_t.b = 0,003.20.30 = 1,8 \text{ cm}^2$
 $A_t = 1,8 \text{ cm}^2 < A = \Pi.0,8^2 = 2,01 \text{ cm}^2$

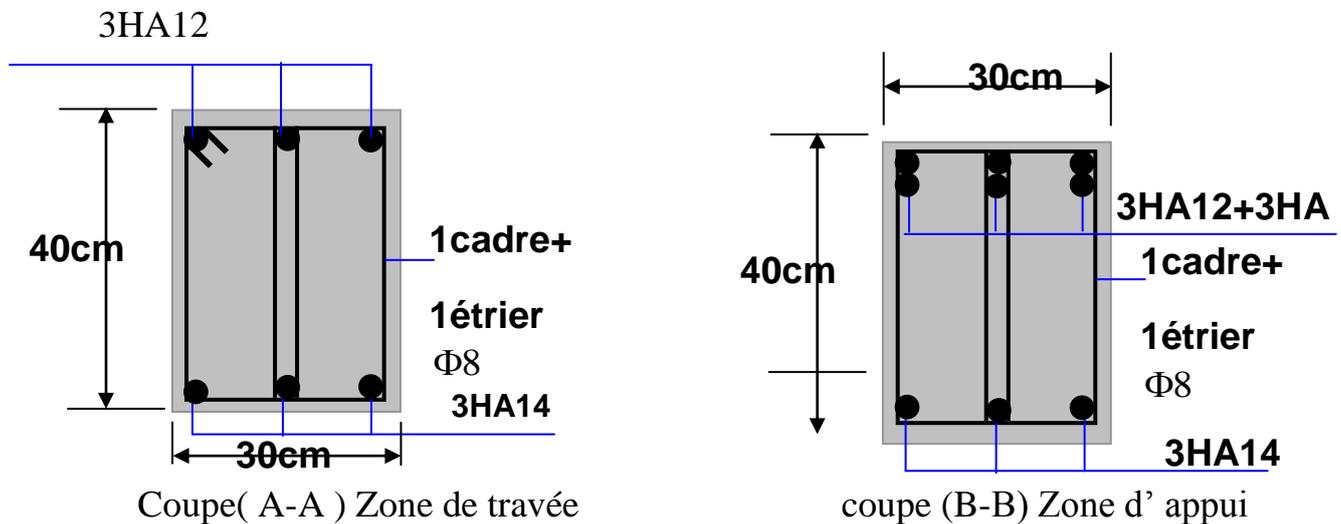


Figure 9.2 : ferrailage des poutres Principale (coupe A-A ; B-B)

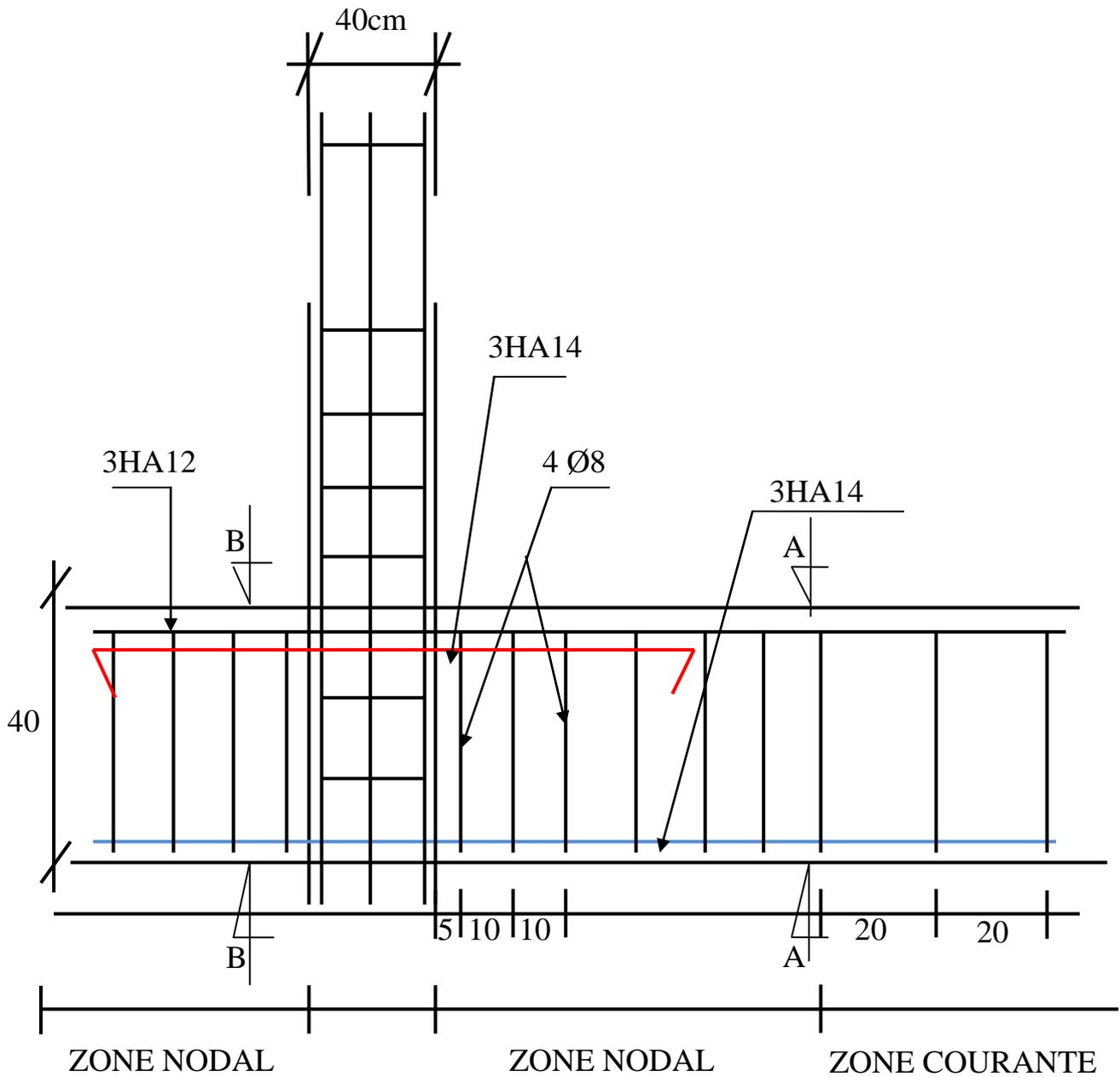


Figure 9.3 : Schéma de ferrailage des poutres principale intermédiaire

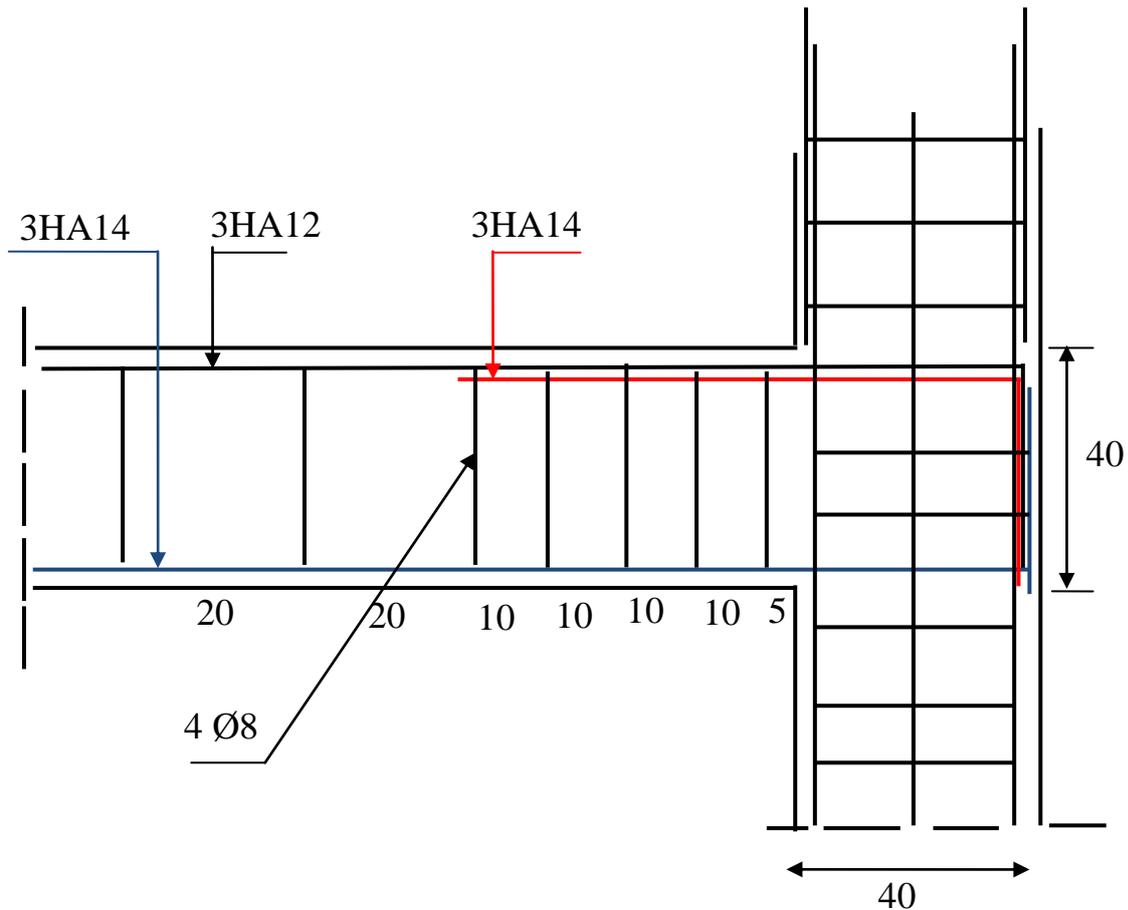


Figure 9.4 : Schéma de ferrailage des poutres principale de rive

B : poutre secondaire :

$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; C = 3 \text{ cm}$

	M_{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α_{bu}	z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	33,12	0,075	0,097	30,69	3,08	1,340	3HA12 $A=3,39\text{cm}^2$
Appui	77,84	0,137	0,184	29,64	6,56	1,340	3(HA14+HA12) $A=8,01\text{cm}^2$

Tableau 9.9 : Ferraillage de la poutre

❖ Vérification à l'ELS

Cette vérification est inutile, car la fissuration est peu nuisible.

❖ Vérification d'après le RPA :✓ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A > A_{\min} = 0.5\% .b.h = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Une section maximale :

$$A \leq 4\% .b.h = 48 \text{ cm}^2, \text{ pour la zone courante}$$

$$A \leq 6\% .b.h = 72 \text{ cm}^2, \text{ pour la zone de recouvrement}$$

- La longueur minimale de recouvrement est $L = 40\varnothing = 56 \text{ cm}$

✓ Armatures transversales :

- $V_{u_{\max}} = 87,77 \text{ KN}$, d'où $\tau_u = 0,83 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau u} \leq \min (5 \text{ MPa} ; 0,2.f_{c28}/\gamma_b) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa}$$

donc les armatures transversales sont des armatures droites.

- Diamètre minimal des armatures d'âmes :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_{\min})$$

$$\varnothing_t \leq \min (350/35 ; 300/10 ; 12) \leq 10 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t = 8 \text{ cm, soit 2 cadres en } \varnothing 8$$

- Espacement :
 - 1/ $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_{\min}) = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale
 - 2/ $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante
- La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_t = 0,003.S_t.b = 0,003.15.30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,35 \text{ cm}^2 < A = \Pi.0,8^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

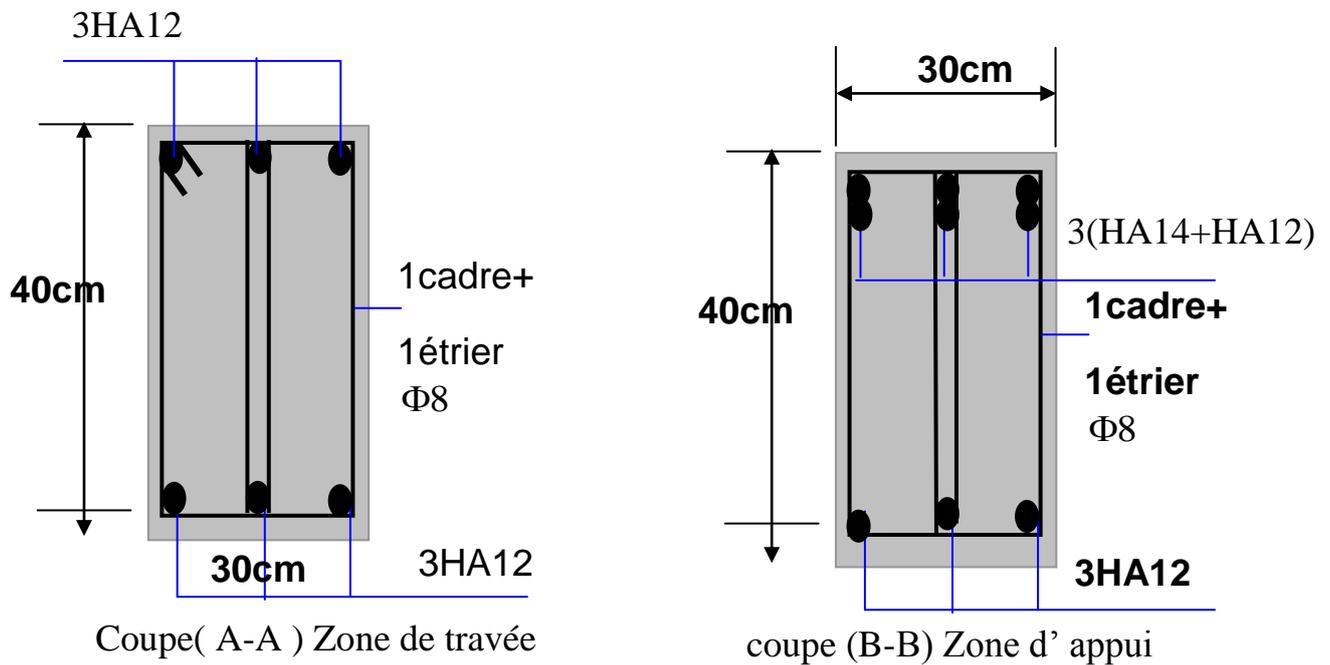


Figure 9.5: ferrailage des poutres secondaires (coupe A-A ; B-B)

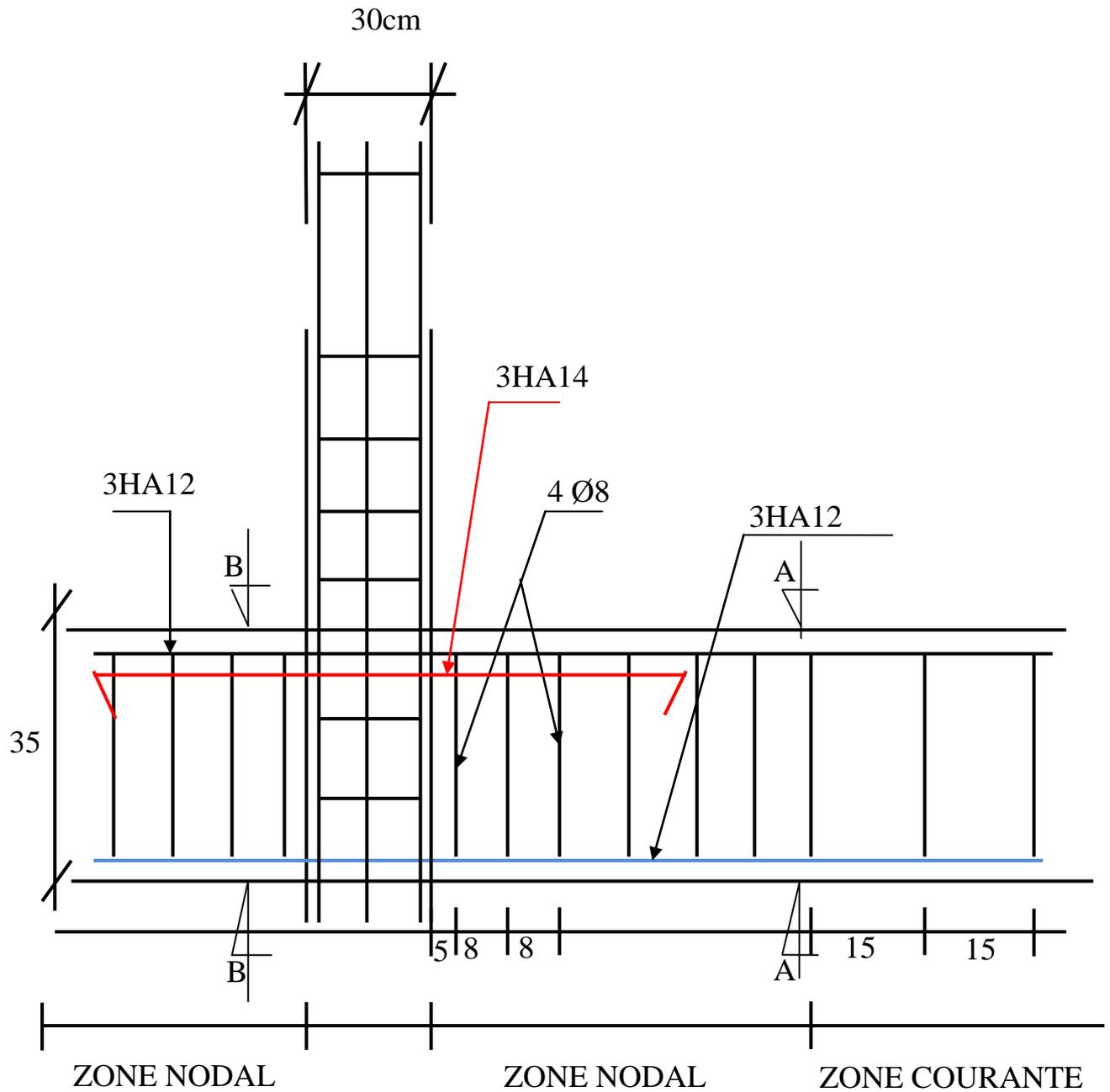


Figure9.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaires intermédiaire

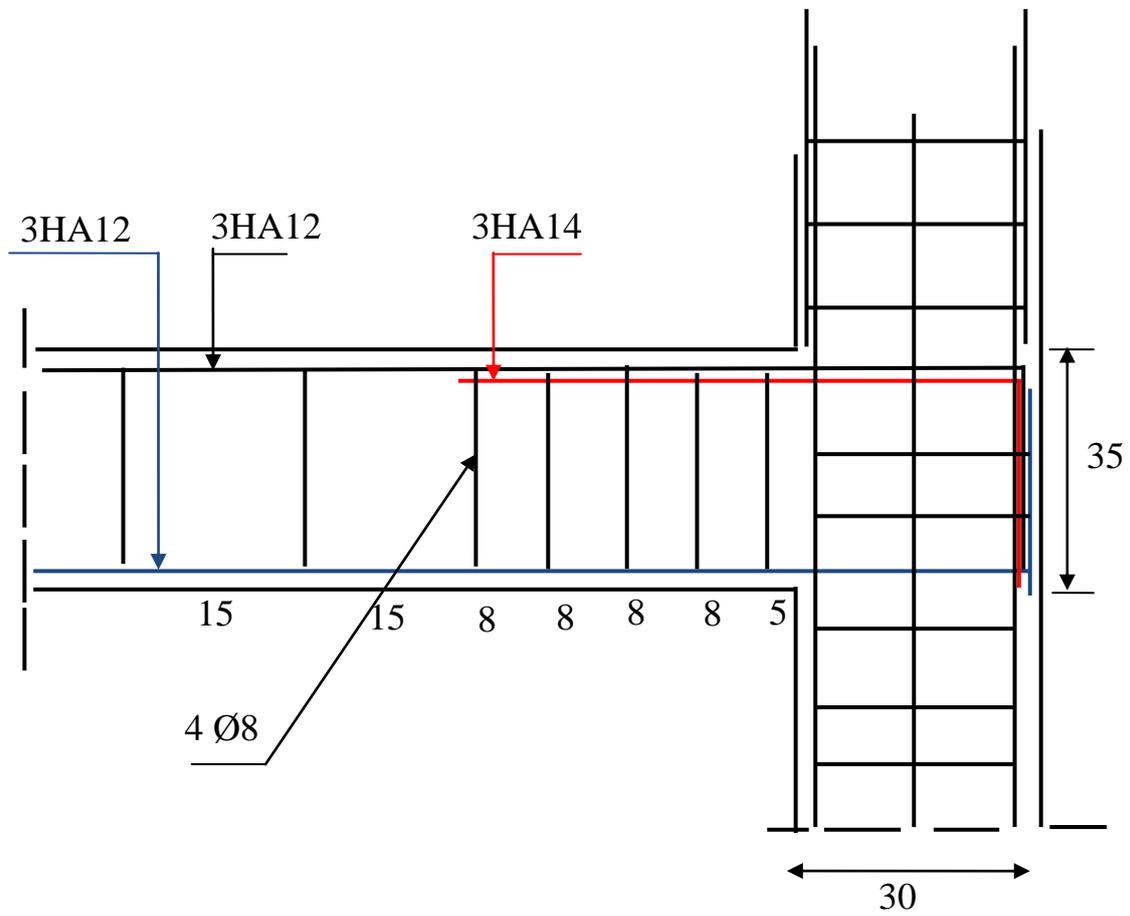


Figure 9.7: Schéma de ferrailage des poutres secondaires de rive

Chapitre X

Fondations

X- Etude des fondations

X-1- Introduction :

Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges c'est à dire la descente de charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

X-2-définitions les fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

1. Différents types de fondations :

Il existe trois catégories des fondations :

- Les fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux

• Les fondations surfaciques ou radier

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risque pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs..

X-3- Choix du type de fondation :

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont:

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- Le coût des fondations

-Hauteur d'ancrage :

A fin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage le RPA 2003, préconise d'encastrement toute immeuble de hauteur H sur distance $\frac{H}{10}$ pour bâtiment on a :

$$D > \frac{h}{10} = \frac{12,24}{10} = 1,224m$$

Soit une hauteur d'encastrement : $D=1,5\text{m}$, il y a lieu de signaler que indépendamment de cette relation, la valeur de "D" ne doit pas être inférieure à 60 cm en générale

Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes des bielles et des consoles

1. Méthode de bielles :

Cette méthode de calcul s'applique si la semelle n'est pas soumise à des moments de flexion à condition que la semelle soit assez rigide ou $H > \frac{A-a}{4}$

2. Méthode des consoles :

Elle est appliquée si la semelle est soumise à la flexion.

Calcul des semelles :

- Semelle intermédiaire.

Nous proposons pour notre structure des fondations de types :

semelle isolée sous le poteau le plus sollicité

Semelle intermédiaire :

Nous avons une semelle isolée sous poteau avec un effort centré et un moment

Le calcul sera en flexion composée.

On a : **Semelle intermédiaire :**

Nous avons une semelle isolée sous poteau avec un effort centré et un moment

Le calcul sera en flexion composée.

On a :

$$N_{\text{ser}} = 996,96 \text{KN}$$

$$M = 39,48 \text{ m}$$

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$, b = 35 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{bars}$$

On dimensionne la semelle à E.L.S

On a :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{40}{30} \times \frac{0.996}{0.25}} \Rightarrow B \geq 230 \text{ cm}$$

On prend : $B = 230 \text{ cm}$.

$$A = B \times \frac{a}{b} \Rightarrow A = 230 \times \frac{30}{40} \Rightarrow A = 172.5 \Rightarrow A = 175 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow b_a \geq \frac{230-40}{4} = 47.5 \text{ cm} \Rightarrow d_a = 48 \text{ cm}$$

$$d_b = d_a + 1 = 48 + 1 = 49 \text{ cm.}$$

$$h' \geq 6\phi + 6 = 14.4 \text{ en prend } h = 15 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{39.48}{996.96} = 0.04 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.38$$

On admet que la contrainte située aux trois quarts de la semelle du côté de σ_M qui doit être inférieur à la contrainte admissible :

$$\sigma_{Max} = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$D'où \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} = \frac{99.6 \times 10^{-2}}{(2.3 \times 1.75)} \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{2.3}\right) \leq 0.25 \text{ MP}_a$$

D'où $0.025 < 0.25 \text{ MP}_a$ Vérifiée

Calculs les armatures :

$$e_0 < \frac{B}{6} \text{ Vérifiée}$$

$$e_0 < \frac{B}{24} \Rightarrow 0.0244 < \frac{2.3}{24} = 0.095$$

On utilise dans ce cas en utilise la méthode de bielles, en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme égale a $\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)}$

➤ **Dans la direction de A :**

On remplace la charge réelle ultime N_U par une charge fictive N'_U

$$N'_U = N_U \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) \Rightarrow N'_U = 136 \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{2.3} \right) \Rightarrow N'_U = 143.10t$$

$$A_a = \frac{N'_U (A - a)}{8d_a \sigma_s} = \frac{143.10 \times 10^3 \times (175 - 30)}{8 \times 48 \times 3480} = 15,52 \text{ cm}^2$$

Calcul des nombre de barres :

Soit : $N_b = A_{\text{calculé}} / A_{\text{barre}}$

$$\emptyset_{14} = 1,54 \text{ cm}^2 \dots\dots N_b = 15,52 / 1,54 = 10,07$$

On adopte $N_b = 11$ barres de \emptyset_{14}

On adopte 11HA14 Soit $A = 22,5 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = (B - 5) / (N_b - 1) = (230 - 5) / (11 - 1) = 17 \text{ cm}$$

➤ **Dans la direction de B :**

$$A_b = \frac{N'_U (B - b)}{8d_b \sigma_{st}} = \frac{143.10 \times 10^3 \times (230 - 40)}{8 \times 49 \times 3480} = 19,91 \Rightarrow A_b = 19,91 \text{ cm}^2$$

Calcul des nombre de barres :

Soit : $N_b = A_{\text{calculé}} / A_{\text{barre}}$

$$\emptyset_{14} = 1,54 \text{ cm}^2 \dots\dots N_b = 19,91 / 1,54 = 12,92$$

On adopte $N_b = 13$ barres de \emptyset_{14}

On adopte 13HA14 Soit $A = 20,02 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = (A - 5) / (N_b - 1) = (175 - 5) / (13 - 1) = 14,16 \text{ cm}$$

$$\text{Adopte : } 13 \text{ HA } 14 = 20,02 \text{ cm}^2$$

Vérification :

Longueur des barres :

Pour la longueur des barres et leurs mode d'encrage. On calcul la longueur de semelle.

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{Fe}{\tau_s}, \quad \tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot Ft_{28}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ (Acier en HA)}$$

$$\text{Donc : } \tau_s = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

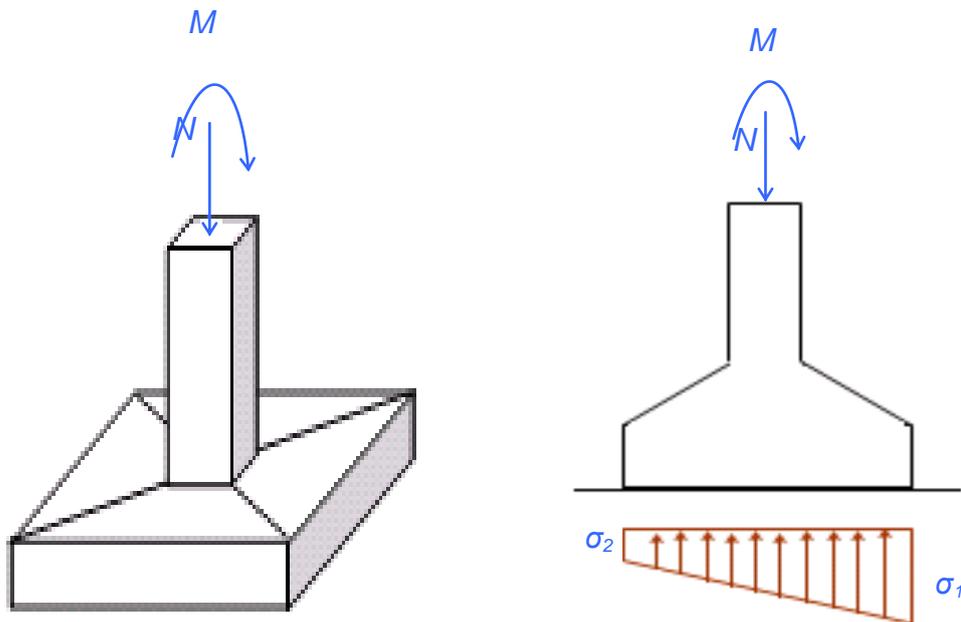
$$L_s = \frac{1,4}{4} \times \frac{400}{2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} = 0,287 \text{ m} \quad ; \quad \frac{B}{4} = 0,575 \text{ m} \quad \text{d'où : } \frac{B}{8} < L_s < \frac{B}{4}$$

Toute les barres doivent être prolongée jusqu'aux extrémités de la semelle.
Mais peuvent ne pas comporter de crochets.

Coffrage :

La semelle reposera sur le sol à travers une couche mince de béton appelé béton de propriété dans l'épaisseur supérieur ou égale à 10cm , le dosage est de 250 kg/m^3 de ciment, leur rôle est de protéger la semelle contre l'agressivité du sol .



Semelle isolé

détermination des contraintes sous la semelle isolé

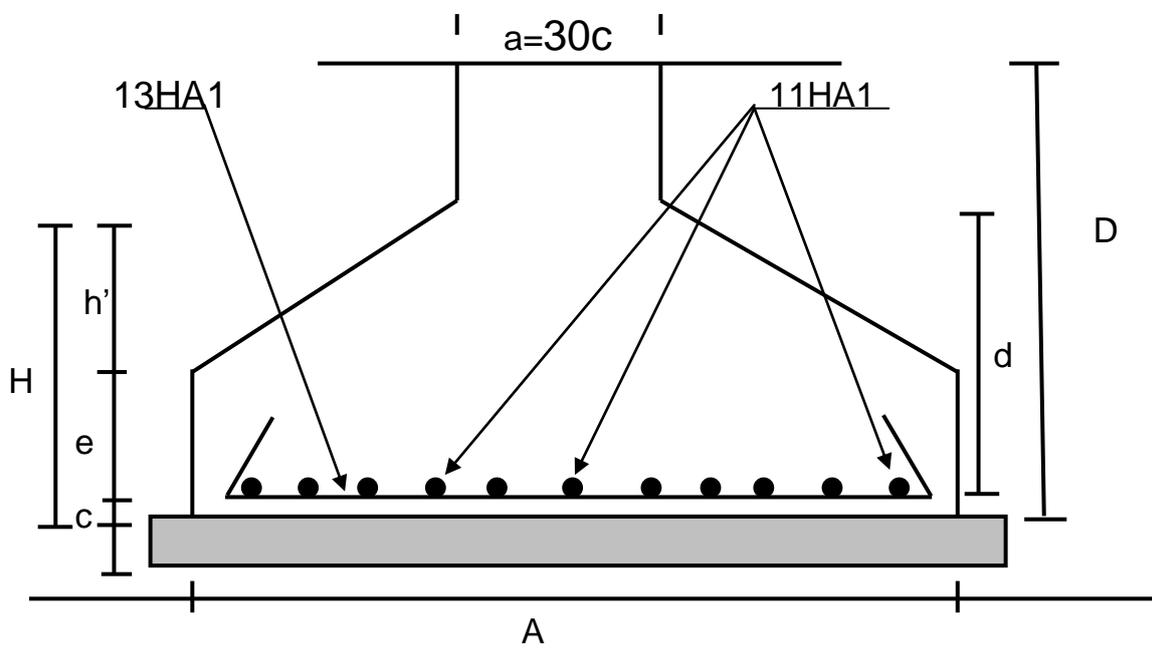


Figure 10.1 : Schéma de ferrailage de la semelle

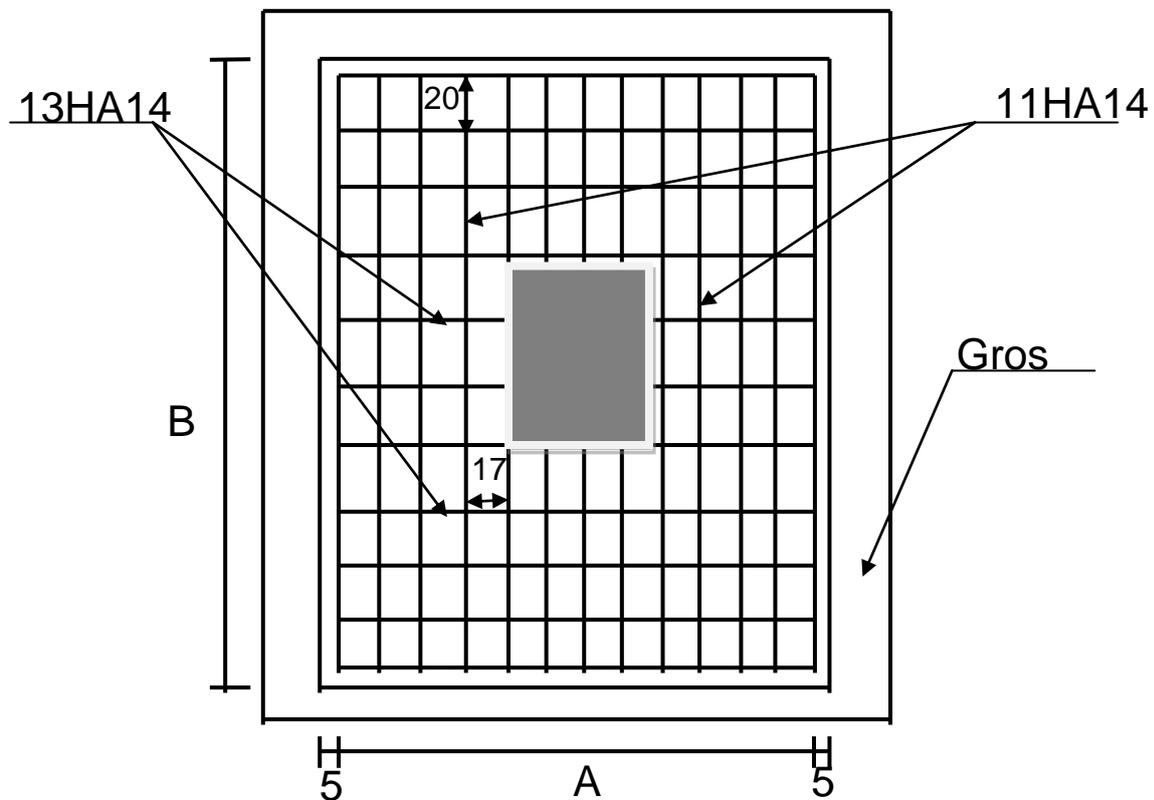


Figure10.2 : ferrailage de la semelle isolée

XI.4. Les longrines :

Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après:

(25*30) cm² : Pour les sols des fondations de consistance moyenne intermédiaire.

(30*30) cm² : Pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Pour notre projet, le sol est supposé être meuble donc on prend (30*30) cm², les longrines doivent être calculées pour résister aux efforts normaux égal à :

$$N_{\max} / \alpha \geq 20 \text{KN}$$

Avec :

$\alpha = 12$ (car le sol est meuble)

N_{\max} L'effort normal maximal du poteau sur la longrine.

- Ferrailage :

$$N_{\max} = 1360,60 \text{ KN}$$

$$N = N_{\max} / 12 = 138,38 \text{ KN}$$

- Armatures longitudinales :

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{su}} = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 3,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \frac{B f_t 28}{f_e} = \frac{30 \times 30 \times 2,1}{400} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0,6\% b \cdot h = 5,4 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_{\min}(\text{RPA})$ et on adopte : 4HA14 = 6,16 cm²

- Armatures transversales :

On adoptera un cadre $\emptyset 6$ donc $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\emptyset_{\min} = 6 \text{ mm (Condition vérifiée)}$$

- Espacement:

$S_t \leq a = 30 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$ constant sur toute la longueur des longrines

XI.5. Ferraillage de la dalle flottante :

La dalle flottante repose sur le sol, on doit remblayer jusqu'au niveau des longrines.

Entre les longrines et la dalle flottante, on prévoit un joint de 2cm d'épaisseur, qui doit être étanche afin d'éviter la remontée des eaux.

En général, l'épaisseur de la dalle flottante est prise égale a 15cm

- **Ferraillage de la dalle flottante :**

Le ferraillage de la dalle flottante est donne forfaitairement par des nappes de treillis soudés de $\varnothing 8$

- **Répartition des armatures:**

Soit 4HA8/ml, dans les 2 sens, avec un espacement $e=25\text{cm}$.

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques, générales acquises durant l'ensemble des années d'étude et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application.

On a pu aussi déduire que la seule connaissance théorique n'est pas suffisante, car il existe un autre côté constructif qui ressort plus de l'expérience que de calcul et auquel il est utile de se conformer.

Il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances pour cela seul le travail continu des compréhensions et de volonté de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

B.A.E.L 91, « Béton armé aux états limites ».

C.B.A 93, « Règles de conception et de calcul des structures en B.A ».

Cours Béton armée 3^{eme} année ingénieur. M^r Adjouche Djamel

Regles parasismique Algeriennes (RPA99/version 2003)

Mémoire : bâtiment d'habitation« Par : Dib Kamel, Belhouchet et Mars Fouzia Année : 2006»

Mémoire : etude de la structure d'un batiment en béton Armé :(issoufou,halassi et sacco ...(2013)

Résumé

L'objet de notre projet est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+3) contre venté par portique, situé à la willaya de Guelma qui est classée comme zone de sismicité moyenne (IIa). Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **BAEL91** et **RPA99VER.03**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **Robot 2010**.

Le calcul des moments, efforts tranchants et efforts normaux des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel **Robot 2010**. Mais le ferrailage **de ses éléments** et les éléments secondaires a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée uniquement par des semelles isolées.

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a housing building having one ground floor and three stories, implemented in the city of Guelma, an area of mean seismicity (IIa) according to RPA99 ver-2003 code and BAEL91 dimensioning of structural elements was done. Static and seismic analysis was realised by using ROBOT, reinforced calculation of structure elements was done by hand.

The type of foundations slabs of our structure is isolated slab foundation.

ملخص

إن الهدف من هذا المشروع هو دراسة بناية ذات طابع سكني الواقعة في ولاية قالمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة ومحققة بواسطة الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة

ان قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية المقاومة للبنائة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر كما أن أساسات البناية جميعها أساسات بسيطة
