

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE MASTER

Filière: Génie Civil

Option: Constructions Civiles et Industrielles

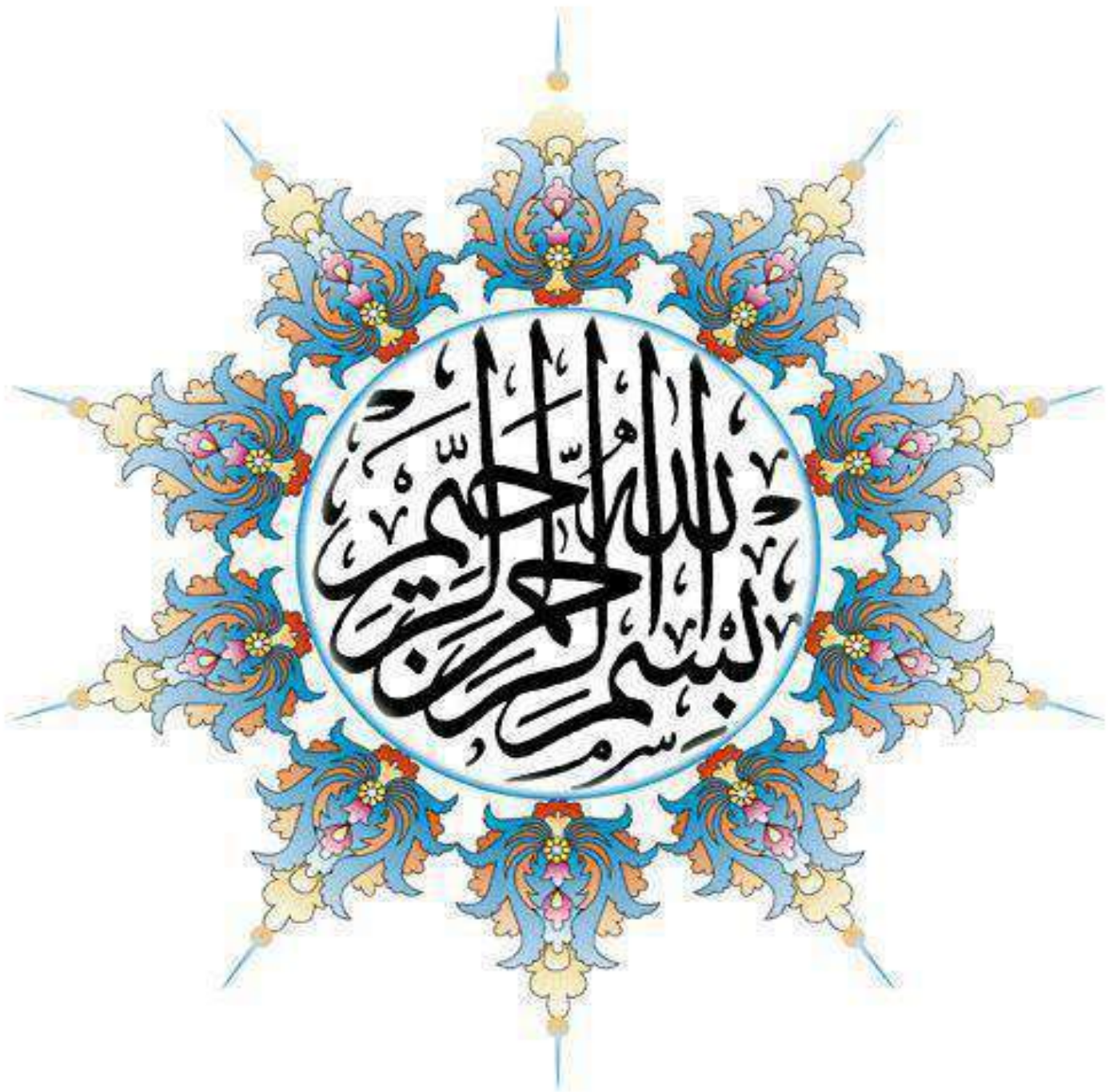
Thème

Etude d'un Bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventé par
portiques auto stables implanté à Constantine

Présenté par :
BEN MANSOUR
YAKOUT

Mr ELABADI MED SALEMPrésident
Mr DJIREB SAMIRExamineur
Mme MEZIANI NEDJMA.....Encadreur

Promotion : 2016/2017



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Ma plus chère mère qui m'a soutenu et encouragé
durant toute ma vie.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille
qui nous ont beaucoup aidé*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *En fin, je remercie mon encadreur Meziani Nedjma
qui aide moi pour réalisé ce travail.*

BEN MANSOUR YAKOUT

SOMMAIRE

CHAPITER I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1.1 Introduction	1
I-1.2 Caractéristiques du bâtiment	1
I-2 Caractéristiques des matériaux	3
I-2.1 le béton	3
I-2.2 Acier	4
I-3 Hypothèse de calcul	5

CHAPITER II : PREDIMENSIONNEMENT

II-1 Introduction	6
II-2 Pré dimensionnement des Planchers	6
II-3 Pré dimensionnement des poutrelles	6
II-4 Descente des charges	7
II-5 Mur extérieur en maçonnerie	9
II-6 Acrotère	9
II-7 Escaliers	10
II-8 Balcon	12
II-9 Les poutres	13
II-10 Les poteaux	14

CHAPITER III : LES ELEMENTS SECONDAIRS

III-1 Introduction	19
III-2 L'acrotère	19
III.2.1 Calcul des Sollicitations	19
III.2.2 Ferrailage de la section	19
III.2.3-Vérification	20
III.2.3.1-Condition de non fragilité	20
III.2.3.2-Pourcentage minimal d'armature longitudinale	20
III.2.4-La Condition de cisaillement	20
III.2.5-Armatures de répartition	21
III.2.6-L'écartement des armatures	21
III.3- Balcon	23
III.3.1-Evaluation des charges	23
III.3.2-Calcul des moments fléchissant et effort tranchant	23
III.3.3-les sollicitations	23
III.3.4-calcul du ferrailage A'E.L.U	24
III.3.5-Vérification à ELS	24
III.3.6-vérification de Non fragilité	25
III.3.7-Calcul des armatures de répartition	25
III.3.8-Vérification de la contrainte de cisaillement	25

III.3.9-Condition de flèche	25
III-4.Les escaliers	27
III.4.2-Etude de l'escalier	27
III.4.3-Combinaison des charges	27
III.4.4-Calcul la réactions	27
III.4.5-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants	28
III.4.6-Ferraillage	30
III.4.7-Vérification à ELS	30
III.4.8-Condition de non fragilité	30
III.4.9- Vérification au cisaillement	31
III.4.10- Calcul des armatures de répartition	31
III.4.11- Condition de flèche	31
III.4.12- Calcul de la poutre palière	32
III-5. Calcul des planchers	35
III.5.1- Calcul des charges.....	35
III.5.2-calcul des moments sur appui	35
III.5.3- Calcul des réactions des moments max et des efforts tranchants.....	37
III.5.4- Calcule des charges à l'E.L.S.....	40
III.5.5- Les sollicitation à l' E.L.S	42
III.5.6- Détermination des armatures longitudinales	42
 CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	
IV.1-Introduction	45
IV.2- Choix de la méthode de calcul	45
IV.2.3- Méthode statique équivalente	45
IV.2.3.1- Principe	45
IV.2.3.2- Conditions d'application de la méthode statique équivalente	45
IV.2.3.3- Modélisation	46
IV.2.3 -Centre de masse et centre de torsion	46
IV.2.4- Poids total de la structure	46
IV.2.5 - Spectre de réponse de calcul	47
IV.2.6 - classification de site	47
IV.2.7 - détermination des paramètres du spectre de réponse	47
IV.2.8 - facteur d'amplification dynamique moyen	47
IV.2.9-facteur de correction d'amortissement η	48
IV.2.10 - coefficient du comportement global de la structure R	48
IV.2.11 - facteur de qualité Q	48
IV.2.12 - Estimation de la période fondamentale de la structure	49
IV.2.13- Les modes propres	50
IV.2.14- Analyse spectrale	51
IV.2.15- Calcul de la force sismique totale	52
IV.2.16-Vérification de déplacement	53
IV.2.17-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	54
IV.2.18- Verification au renversement	55

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1- Introduction	62
V.2- Combinaisons des charges	62
V.3- Ferrailage Portique.....	63
V.3.1- Poutres secondaire	63
V.3.2- Poutres principal	66
V.3.3- Poteaux	69
Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1- foundation	73
VI.2- Longrine	77

Conclusion

Liste des Figures

CHAPITER I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: : Vue de la structure en 3D	1
Figure I.2 : plane d'étage	2
Figure 1.3 : coupe A-A	2
Figure .1.4 : diagramme des contraintes à ELU	4
Figure .1.5 : diagramme des contraintes à ELS	4
Figure .1.6 : Diagramme contrainte-déformation	5

CHAPITER II : PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Plancher à corps creux.	6
Figure II.2 : Plancher terrasse (inaccessible).....	7
Figure II.3 : Plancher étage courant.....	8
Figure II.4 : Remplissage en double paroi	9
Figure II.5: Acrotère	9
Figure II.6 : Volée d'escalier	10
Figure II.7 : Schéma d'escalier.	11
Figure II.8 : dimension des poutres	14
Figure II.9 : poteau centrale	14

CHAPITER III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1: Schéma de l'acrotère	19
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	22
Figure III.3: Schéma de balcon	23
Figure III.4: Schéma de ferrailage de balcon	26
Figure III.5: escalier	27
Figure.III.6: les moments et les efforts tranchant pour	29
Figure III.7: les moments et les efforts tranchants pour q	29
Figure III.8: Schéma de ferrailage d'escalier	31
Figure III.9: Diagrammes des moments à l'E.L.U	40
Figure III.10: Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U	40
Figure III.11: Diagrammes des moments à l'E.L.S	42
Figure III.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S	42

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1: Limites des décrochements en plan	46
Figure IV.2: Mode1	50
Figure IV.3: Mode2	50
Figure IV.4: Mode3	50
Figure IV.5: Mode4	50
Figure IV.6: Mode5	51
Figure IV.7: courbe présentant le spectre de réponse	51

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1: la section de les poutres Secondaire 63
Figure V.2: la section de les poutres principal..... 66

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: les différents types d'acier	4
-------------------------------------------------	---

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : charge permanente et charge d'exploitation (Plancher terrasse)	8
Tableau II.2 : charge permanente et charge d'exploitation (Plancher étage courant)...	8
Tableau II.3 : charge permanente et charge d'exploitation (mur)	9
Tableau II.4 : charge permanente et charge d'exploitation (Volée).....	11
Tableau II.5 : charge permanente et charge d'exploitation (Palier).....	11
Tableau II.6 : Evaluation les charges permanents de balcon de l'étage courant.....	12
Tableau II.7 : Evaluation les charges permanents de balcon terrasse.....	12
Tableau II.8: évaluation des charges du poteau centrale.....	15

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1:Calcul du moment et de l'effort tranchant	29
Tableau III.2: Evaluation des sollicitations.....	30
Tableau III.3:Evaluation des charges et surcharges (Poutre palier)	32

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Valeurs Centre de masse et centre de torsion	46
Tableau IV.2 : facteur de qualité	48
Tableau IV.3 : présente les périodes et les factures de participation massique modale..	49
Tableau IV.4 : Les réactions à la base	52
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques	53
Tableau IV.6 : Rapport $0.8V/V_t$	53
Tableau IV.7: les résultats des déplacements des étages	53
Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X	54
Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y	55

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Sollicitations maximales	63
----------------------------------------------	----

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industriels privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

chapitre I:

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I-1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1.1 Introduction :

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment comportant RDC+07 niveaux a usage d'habitation qui sera réalisé dans la wilaya de Constantine, Ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa selon les RPA99/version2003).

I-1.2 Caractéristiques du bâtiment:

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- La longueur en plan ----- 20.10m.
- Largeur en plan ----- 11.20m.
- Hauteur totale du bâtiment ----- 24.48m.
- Hauteur étage courant ----- 3.06m

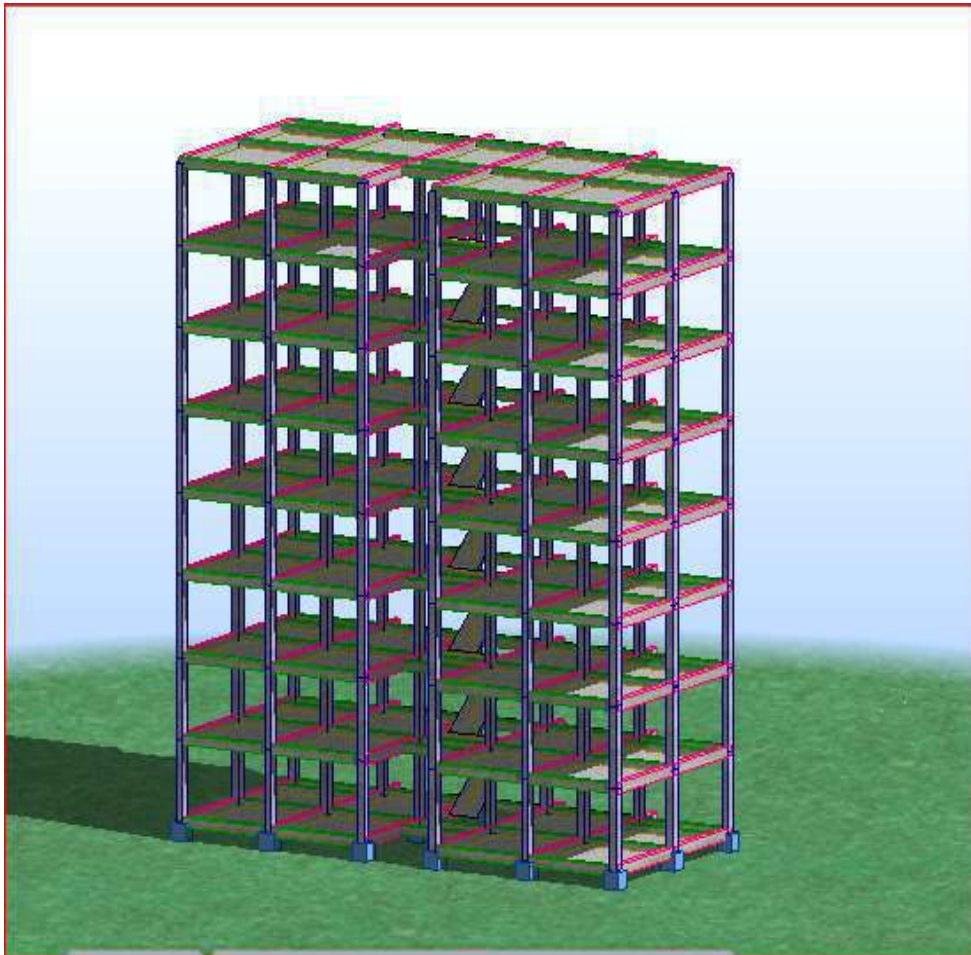


Figure I.1 : Vue de la structure en 3D

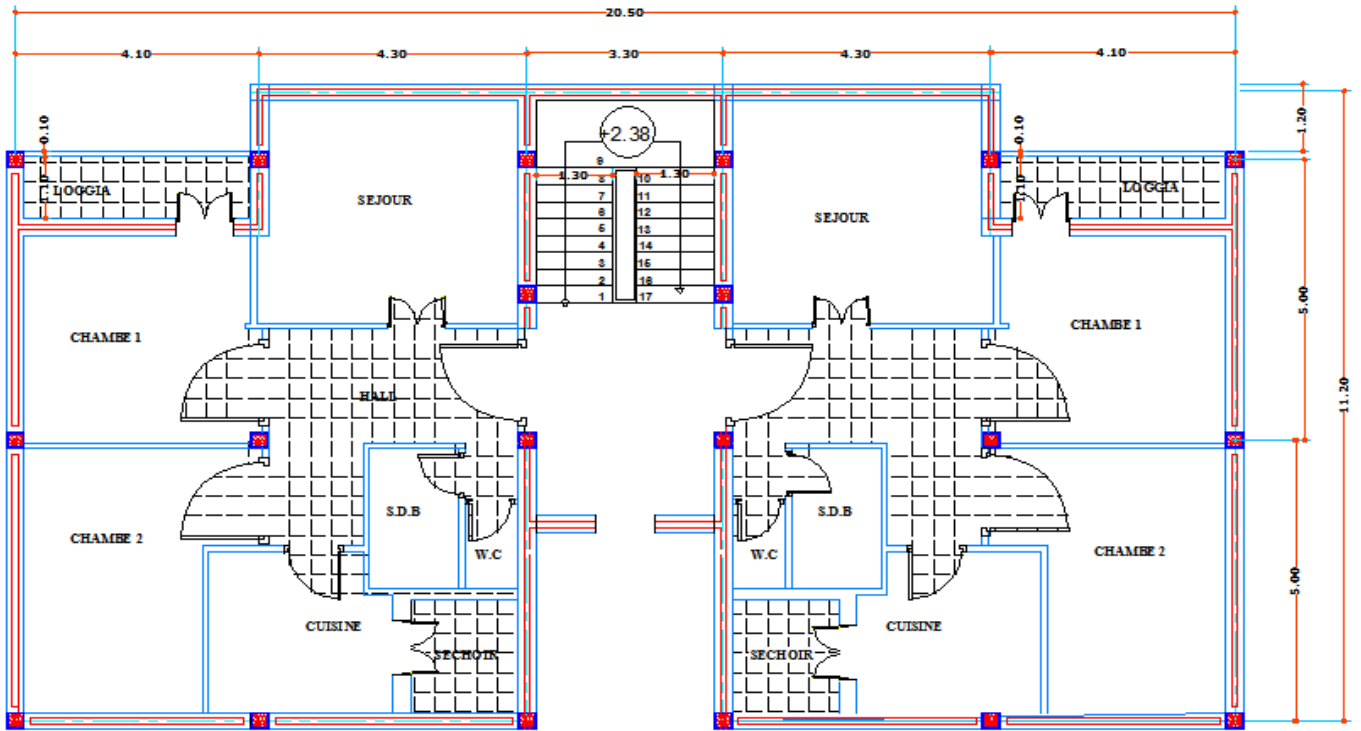


Figure I.2 : plane d'étage

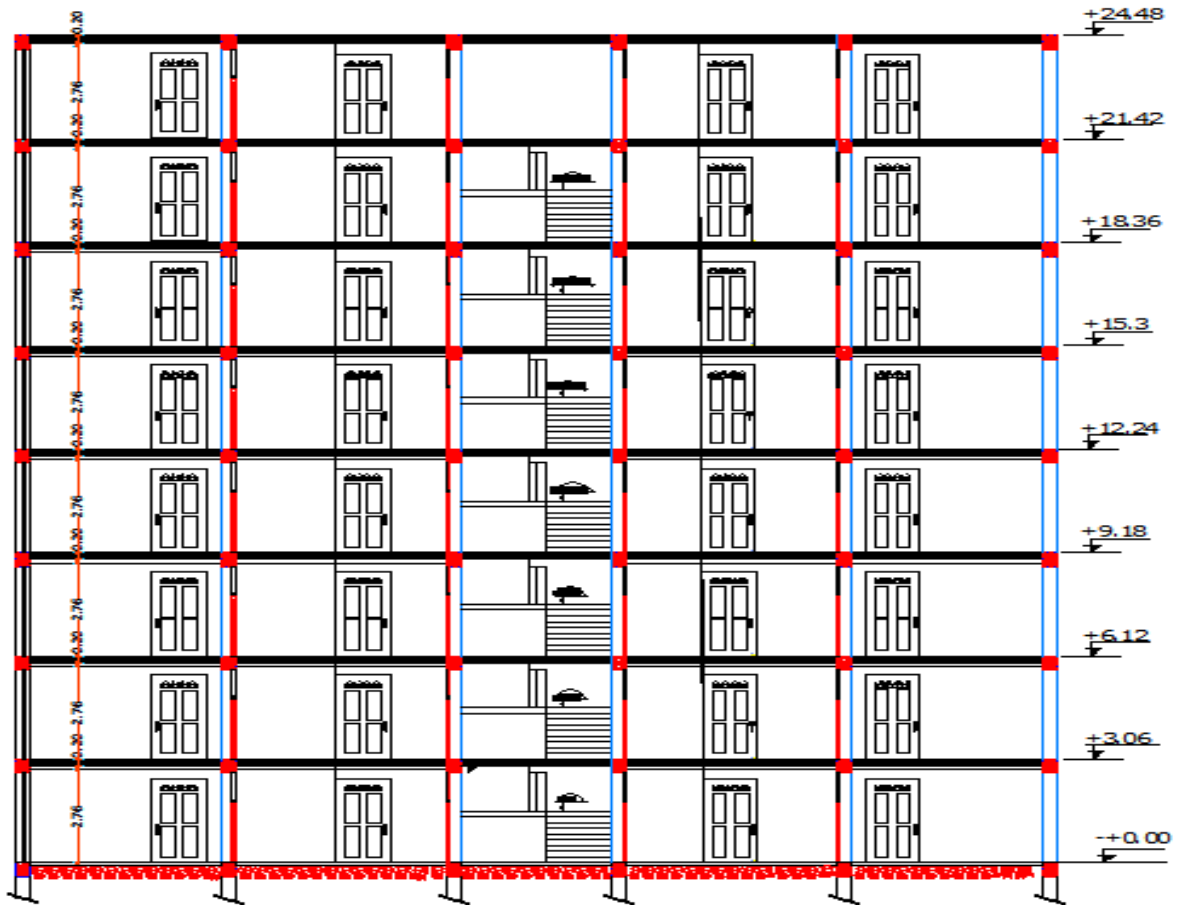


Figure I.3 : coupe A-A

I-2 Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, Constitué de béton et d'acier.

I-2.1 le béton :**a) Matières constitutives du béton**

La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de CPJ325.
- 400 L de sable DS < 5 mm.
- 800 L de gravillons de diamètre 15 à 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

b) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : le béton obtenu aura une masse volumique qui entre 2200kg/ et 2500kg/ , on prendra dans notre cas une masse volumique de 2500kg/.
- **Résistance caractéristique** : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours , on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a $f_{c28}=25$, et par conséquent : $f_{t28}= 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$.
- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante pour module de déformation longitudinale au béton :

- : (pour les charges d'une durée d'application < 24h)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164\text{Mpa}$$

-**module différé** : pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{Mpa}$$

-**coefficient de poisson** :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté " ν " conformément au règlement **BAEL91**

à l'ELU : $\nu=0$

à l'ELS: $\nu=0.2$

• contraintes limites :

- ELU : est notée tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b=1.15$ en cas de situation accidentelle .

$\gamma_b=1.5$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0.85a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligent le fluage du béton.

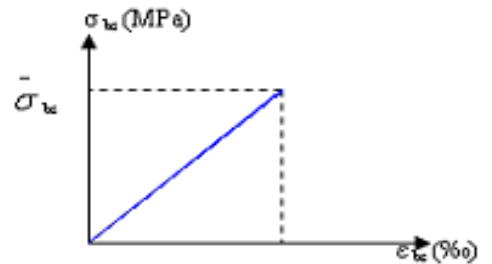
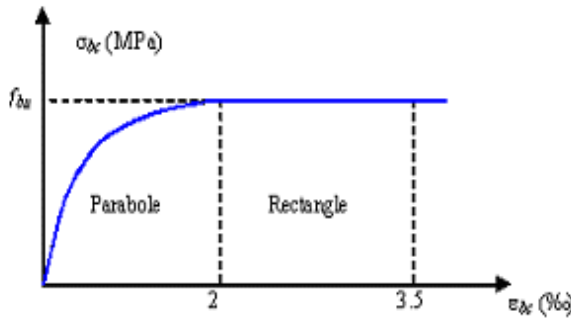


Figure (I.4):diagramme des contraintes à ELU Figure (I.5):diagramme des contraintes à ELS

I-2.2Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction , de cisaillement et de torsion , on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15à0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à = 200 000MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est limite élastique fe, le tableau suivant nous donne les types d'aciers utilisés.

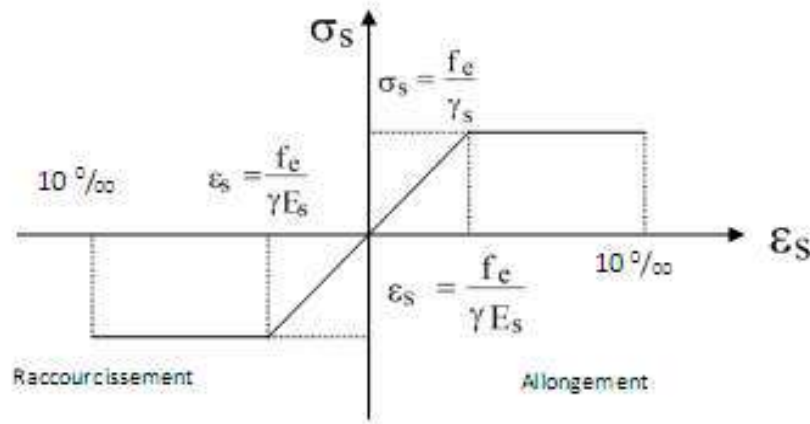
Tableau(I.1) : les différents types d'acier

Type	Nuance	f _c (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _c E24	235	Ferraillage transversale
Barres HA	F _c E40	400	Ferraillage Longitudinale
Fils tréfiles lisses	TL50 Φ > 6mm	500	Treillis soudés plancher
Type 4	TL50 Φ ≤ 6mm	520	

Contrainte limite :

- **Etat limite ultime**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte –déformation de la figure suivante :



Figure(I.6) : Diagramme contrainte-déformation

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} ; \text{ avec } = 200\,000 \text{ MPa} . \quad \text{avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- γ_s : coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$ cas situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **État limite de service :**

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq s_{st} = \min (2/3f_e; 110)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq s_{st} = \max (1/2f_e; 90)$.
- η : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)
- $\eta = 1.6$ pour les aciers a hautes adhérences

I-3 Hypothèse de CALCUL:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration.
- Le diagramme contraintes – déformation de l'acier est celui défini figure I.6.
- Le diagramme contraintes déformations de béton est celui défini figure I.4 et I.5.
- Les position que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis.

chapitre II:

PREDIMENSIONNEMENT

II-PREDIMENSIONNEMENT:

II-1 Introduction:

Le pré dimensionnement a pour objectif la détermination des différents éléments constituant la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles BAEL et RPA99/Version2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques.

II-2 Pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.

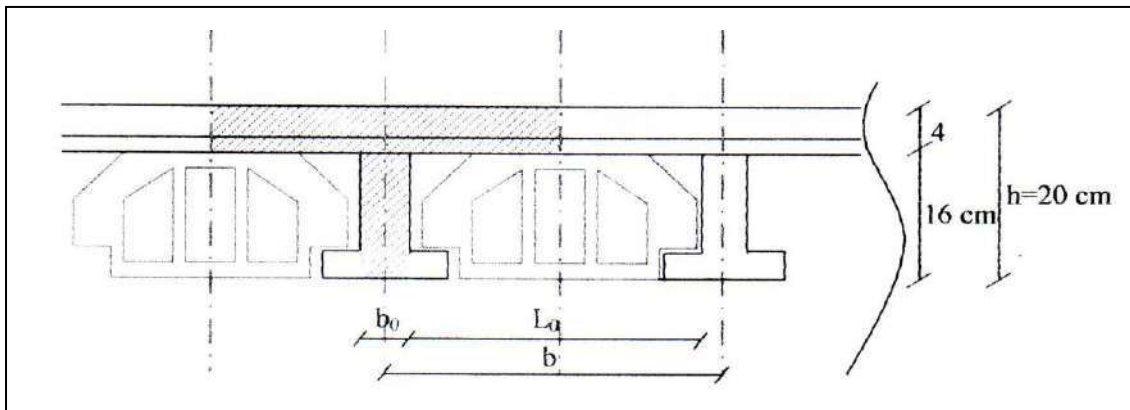


Fig II.1 : Plancher à corps creux.

➤ Hauteur du plancher :

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes:

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$L_{\max} = 4.00 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Alors, $h_t \geq 0.17\text{m}$

Remarque: La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis selon BAEL 91 (Art-B-6-1-1).

On va choisir: $h_t = 20\text{cm}$.

D'où : $\begin{cases} 4\text{cm} : \text{hauteur de la table de compression} \\ 16\text{cm} : \text{hauteur du corps creux} \end{cases}$

II-3 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T,

On prend : $0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,5 h_t$

$0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 20$

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$

L: portée des poutrelles.

L_0 : entre nus des nervures.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{L}{10} \\ \frac{L_n - b_0}{2} \end{cases}$$

Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension (65 cm)

Alors: $L_n = 65 \text{ cm}$.

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte:

$$\begin{cases} b_0 = 10 \text{ cm} \\ b_1 = 27,5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

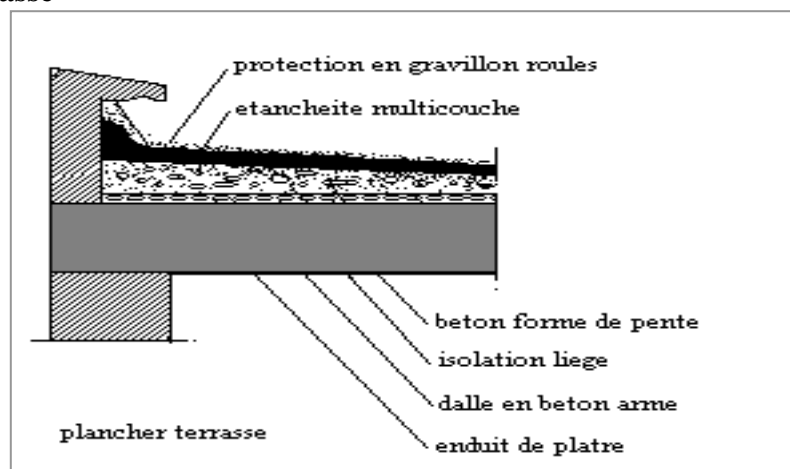
II-4 Descente des charges :

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

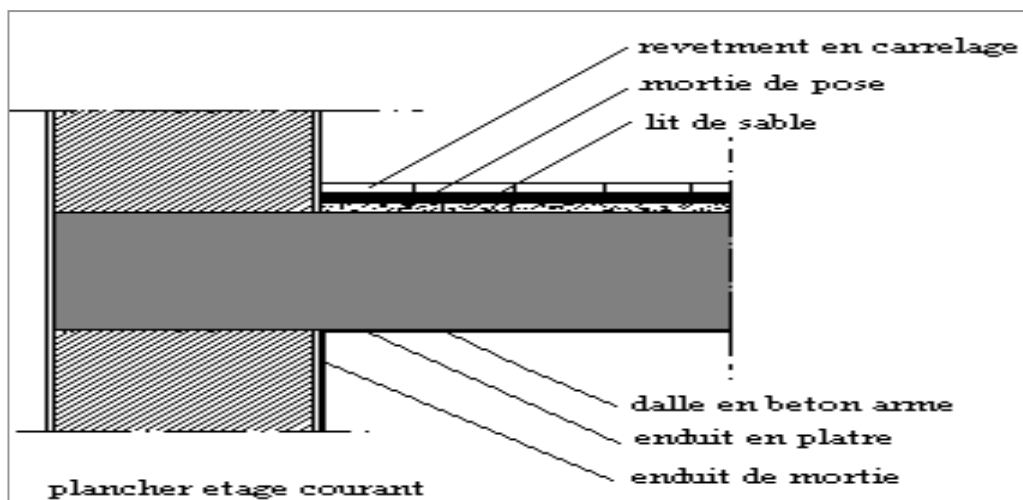
a) Plancher terrasse



FigII.2 : Plancher terrasse (inaccessible).

TableauII.1 : charge permanente et charge d'exploitation (Plancher terrasse)

Désignation	d (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	100	0.1	10
Béton de pente	2000	0.1	200
Isolation thermique au liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux	-----	0.2	280
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
		G	615
		Q	100

b) Plancher étage courant :**FigII.3:** Plancher étage courant.**TableauII.2:** charge permanente et charge d'exploitation (Plancher étage courant)

Désignation	d (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle en corps creux	-----	0.20	280
Enduit plâtre	1200	0.02	24

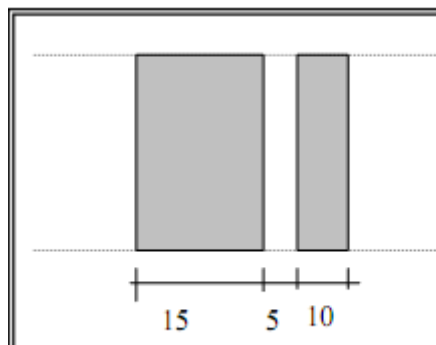
Cloisons légères	1000	0.1	100
		G	524
		Q	150

II-5 Mur extérieur en maçonnerie :

La maçonnerie extérieure utilisée est en brique creuse en double cloisons avec 30 % D'ouvertures

TableauII.3 : charge permanente et charge d'exploitation (mur)

Désignation	d (kg/m ³)	e(m)	G(kg/m ²)
Enduit extérieur	2000	0.02	40
Brique creuse	1400	0.15	210
Brique creuse	1400	0.1	140
Enduit plâtre	1200	0.015	18
Total		G	408
30 % D'ouvertures		G	285.6



FigII.4:Remplissage en double paroi

II-6 Acrotère :

- **Evaluation des charges et surcharge :**

a)-charge permanente :

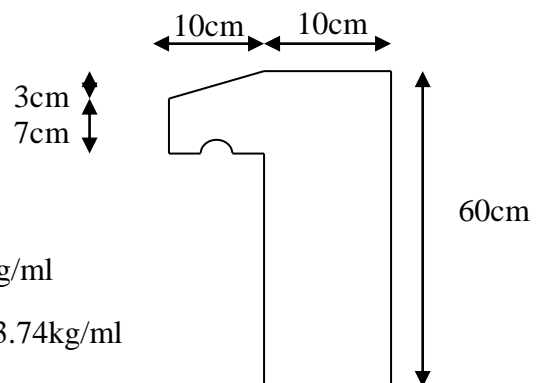
G_1 :Poids propre de l'acrotère

G_1 :poids de l'enduit en plâtre par mètre linéaire.

$$G_1=[(0.1 \times 0.6)+(0.07 \times 0.1)+(0.1 \times 0.03 \times 0.5)]2500=171.25\text{kg/ml}$$

$$G_2=[(0.6+0.07+0.5+\sqrt{(0.03)^2 + (0.1)^2})] \times 0.01 \times 1000=13.74\text{kg/ml}$$

$$G=G_1+G_2=184.99\text{kg/ml.}$$



FigII.5: Acrotère

b)-surcharge: $Q=100\text{kg/ml}$.

II-7 Escaliers :

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

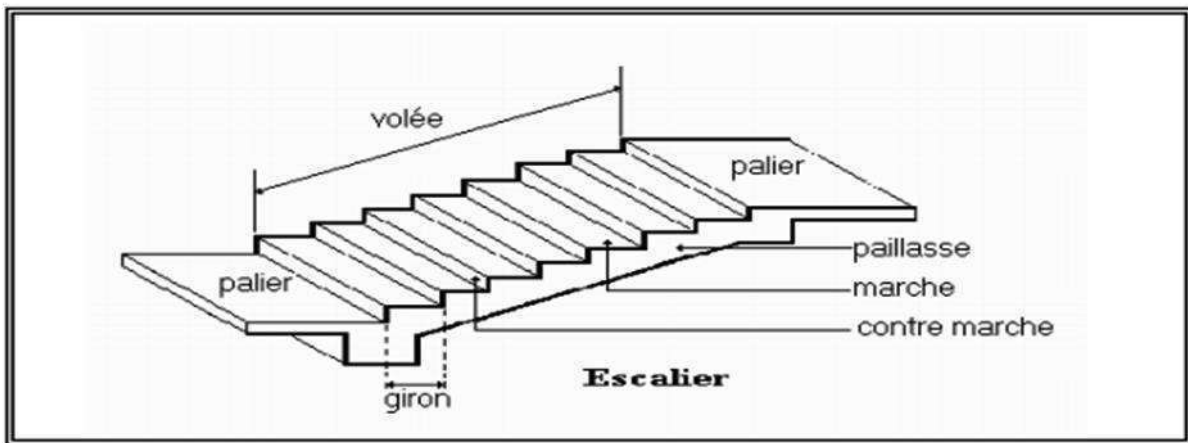
H = 3.06 m

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $0.59 \leq g+2h \leq 0.66$

h : varié de 14 cm à 20cm.

g : varié de 24 cm à 32 cm.

L'escalier compose à 2 volées et un palier.



FigII.6 : Volée d'escalier

✓ 1^{er} Volée d'escalier :

Hauteur d'étage H = 3.06 m

Hauteur de volée h = 1.53 m

On prend le giron g = 30 cm

$$g = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 14 \leq h \leq 18$$

On prend : **h = 17 cm**

✓ Nombre de contre marche de volée :

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

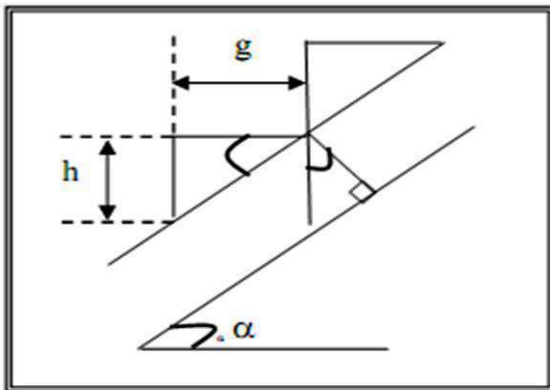
Nombre de marche par volée :

$$N_{\max} = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche par volée}$$

Longer de la paillasse :

$$L_1 = g \times N_{\max} = 0.3 \times 8 = 2.40 \text{ m}$$

Calcul de l'inclinaison de paillasse α : $Tg(\alpha) = \frac{H}{L1}$



FigII.7 : Schéma d'escalier.

✓ $Tg(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.637 \implies \alpha = 32.51^\circ$

✓ - La longueur de paillasse est égale à $l = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.84m$

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies 9.84 \leq e \leq 14.23$ On prend $e = 14 \text{ cm}$

Evaluation des charges :

Tableau II.4 : charge permanente et charge d'exploitation (Volée).

N°	Calcul	Poids (kg/ m ²)
1	La paillasse : $0.14 \times (2500 / \cos 32.51^\circ)$	415
2	Les marches : $0.17/2 \times 2200$	187
3	Mortier de pose : (ep=2cm) 0.02×2000	40
4	Carrelage : (ep2cm) 0.02×2200	44
5	Enduit de plâtre : (ep2cm) : 0.02×1200	24
6	Gard corps	10
Σ	Charge permanents	720

Tableau II.5 : charge permanente et charge d'exploitation (Palier).

N	Calcul	Poids (kg/ m ²)
1	Palier : (ep=4) : 0.14×2500	350
2	Carrelage : (ep=2cm) : 0.02×2200	44
3	Mortier de pose : (ep=2cm) 0.02×2000	40
4	Enduit de plâtre :(ep=2cm) 0.02×1200	24
Σ	Charges permanentes	458

b-Charge d'exploitation : $Q=250kg/m^2$

II-8 Balcon :

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $\frac{L}{15} < e < \frac{L}{10}$ avec : $L_{\max} = 120\text{cm}$
- $8 \leq e \leq 12 \text{ cm}$

On prend : **e = 12 cm.**

TableauII.6 : Evaluation les charges permanents de balcon de l'étage courant

Balcon	d (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle en BA	2500	0.12	300
Enduit ciment	2000	0.02	40
		G	460
		Q	150

TableauII.7: Evaluation la charge permanente de balcon terrasse

Balcon	d (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Protection	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	2000	0.1	200
Isolation liège	400	0.04	16
Dalle plein	2500	0.12	300
Enduit plâtre	1200	0.02	24
		G	637
		Q	150

II-9 Les poutres :**a. Selon les Règles de BAEL91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec : L : portée de la poutre

H : hauteur de la section

b: largeur de la section

b. Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant :

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

$$-h \geq 30 \text{ cm}$$

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

a/Poutres principales:

Poutres transversales : (poutre principale) Nous avons $L_{\max} = 4.50 \text{ m}$

$$4.50/15 < H < 4.50/10$$

$$30 < H < 45 \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$10.5 \text{ cm} < b < 14 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,3 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

Donc la section de la poutre est **(30x40) cm²**

b/poutres secondaires :

Nous avons $L_{\max} = 4.30 \text{ m}$

$$L_{\max}/15 < h < L_{\max}/10$$

$$28.66 \text{ cm} < h < 43 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0.3h < b < 0.4h$$

$$10.5 \text{ cm} < b < 14 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \quad (\text{CV})$$

Donc la section de la poutre est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

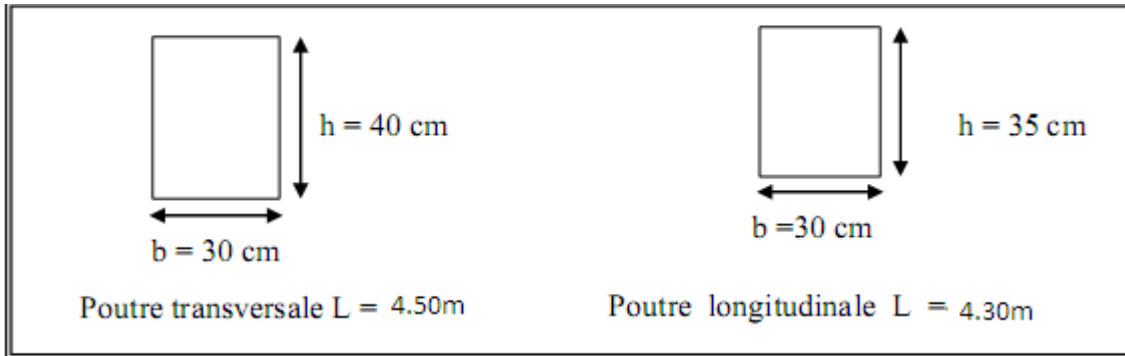


Fig II.8 : dimension des poutres.

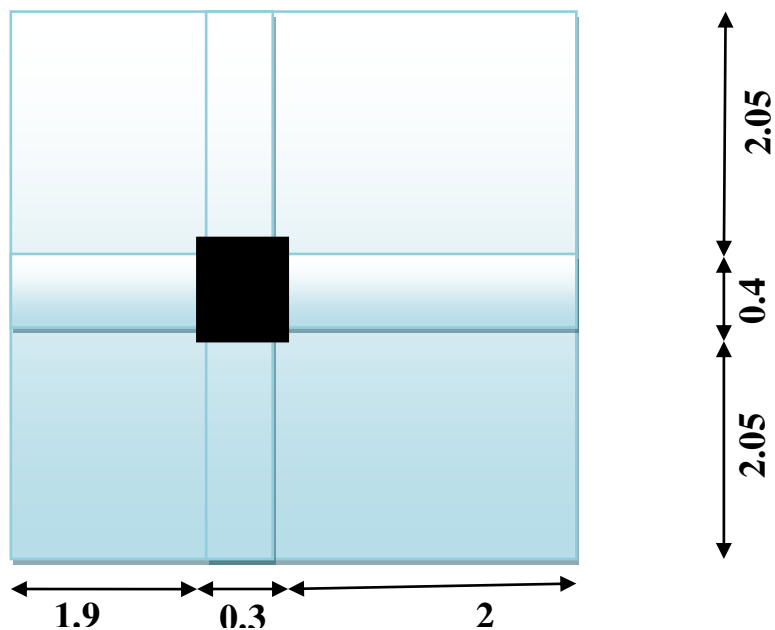
II-10 Les poteaux :

soit $(b_1 = 30\text{cm}; h_1 = 40\text{cm})$.

Selon la R.P.A.99 : pour zone IIa.

1. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 25\text{cm} \quad (\text{cv})$
2. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 30\text{cm} > 360/20 = 18\text{cm} \quad (\text{cv})$
3. $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (\text{cv})$

a) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau : la vérification se fait pour le Poteau le plus sollicité.



FigII.9: poteau central.

La section totale : $S_T = 4.50 \times 4.20 = 18.9 \text{ cm}^2$

La section nette : $S_{n1} = (4.50 - 0.40) \times (4.20 - 0.30) = 15.99 \text{ cm}^2$

La section nette : $S_{n1} = (4.50 \times 4.20) - (0.40 \times 0.30) = 18.78 \text{ cm}^2$

b) La charge de la section adoptée :

Tableau II.8: évaluation des charges du poteau centrale

N°	Élément	G (kg)	Q(kg)
1-1	<u>*Charge permanente :</u>		
	-plancher terrasse : 615×15.99	9833.85	18.9 × 100 = 1890
	Poutre 1 : $0.30 \times 0.40 \times 4.1 \times 2500$	1230	
	Poutre 2 : $0.30 \times 0.35 \times 3.9 \times 2500$	1023.75	
Poteau : $0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 2500$	918		
2-2	Venant : 1-1	13005.6	1890
	<u>*charge permanente :</u>		
	plancher courant : 524×15.99	8378.76	1890 + (18.78 × 150) = 4707
	Poutre 1 : $0.30 \times 0.40 \times 4.1 \times 2500$	1230	
Poutre 2 : $0.30 \times 0.35 \times 3.9 \times 2500$	1023.75		
Poteau : $0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 2500$	918		
3-3	Venant : 2-2	24556.11	4707
	<u>*charge permanente :</u>		
	plancher courant : 524×15.99	8378.76	4707 + (18.78 × 0.9 × 150) = 7242.3
	Poutre 1 : $0.30 \times 0.40 \times 4.2 \times 2500$	1230	
Poutre 2 : $0.30 \times 0.35 \times 3.9 \times 2500$	1023.75		
Poteau : $0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 2500$	918		
	Venant : 3-3		7242.3

4-4	<p><u>*charge permanente :</u></p> <p>plancher courant :524×15.99</p> <p>Poutre 1 : 0.30×0.40× 4.2×2500</p> <p>Poutre 2 : 0.30×0.35× 3.9 ×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06 ×2500</p>	<p>8378.76</p> <p>1230</p> <p>1023.75</p> <p>918</p>	<p>7242.3 +(18.78×0.8×150)</p> <p>=9495.9</p>
	Venant :4-4		9495.9
5-5	<p><u>*charge permanente :</u></p> <p>plancher courant :524×15.99</p> <p>Poutre 1 : 0.30×0.40× 4.2×2500</p> <p>Poutre 2 : 0.30×0.35× 3.9 ×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06 ×2500</p>	<p>8378.76</p> <p>1230</p> <p>1023.75</p> <p>918</p>	<p>9495.9 +(18.78×0.7×150)</p> <p>=11467.8</p>
	Venant :5-5		11467.8
6-6	<p><u>*charge permanente :</u></p> <p>plancher courant :524×16.38</p> <p>Poutre 1 : 0.30×0.40× 4.2×2500</p> <p>Poutre 2 : 0.30×0.35× 3.9 ×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06 ×2500</p>	<p>8378.76</p> <p>1230</p> <p>1023.75</p> <p>918</p>	<p>11467.8+(18.78×0.6×150)</p> <p>=13158</p>
	Venant :6-6		13158
7-7	<p><u>*charge permanente :</u></p> <p>plancher courant :524×15.99</p> <p>Poutre 1 : 0.30×0.40× 4.2×2500</p> <p>Poutre 2 : 0.30×0.35× 3.9 ×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06 ×2500</p>	<p>8378.76</p> <p>1230</p> <p>1023.75</p> <p>918</p>	<p>13158 +(18.78×0.5×150)</p> <p>=14566.5</p>
	Venant :7-7		14566.5

8-8	*charge permanente :	8378.76	14566.5 +(18.78×0.5×150) =15975
	plancher courant :524×15.99	1230	
	Poutre 1 : 0.30×0.40× 4.2×2500	1023.75	
	Poutre 2 : 0.30×0.35× 3.9×2500	918	
	Poteau : 0.30×0.40×3.06 ×2500		
		93859.17	15975

$$G=93859.17\text{kg}$$

$$Q=15975\text{kg}$$

$$N_u=1.35G+1.5Q \quad N_u=150672.38\text{kg}$$

$$N_{ser}=Q+G \quad N_{ser}=109834.17\text{kg}$$

c) vérification de la section adoptée :

➤ Stabilité de forme :

A partir de BAEL91 , il faut vérifier $N_u < \overline{N}_u$

➤ Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \longrightarrow \text{Elancement géométrique.}$$

$$L_f = 0,7 l_0 \quad \longrightarrow \text{Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \longrightarrow \text{Rayon de giration}$$

L_0 : hauteur d'étage.

I_{\min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2,142\text{m}$$

$$I_{\min} = \frac{0.3(0.40)^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,3 \times 0,4 = 0,12 \text{ m}^2 .$$

$$i = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0,12}} = 0,115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} = \frac{2,142}{0,115} = 18.62$$

$$\text{Tant que: } \lambda = 18.62 \leq 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$N_u < \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\gamma_b = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$B_r = (h-2) \times (b-2) = (400-20) \times (300-20) = 106400 \text{ mm}^2$$

- Selon les R.P.A99 version 2003, la section de l'acier dans la zone IIa est.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = (0.8/100) \times (b \times h) = (0.8/100) \times (400 \times 300) \implies A_{\min}^{\text{RPA}} = 960 \text{ mm}^2$$

- selon les règles BAEL on a:

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \begin{cases} \frac{0.2 \times (h \times b)}{100} = 240 \text{ mm}^2 \\ \frac{8 \times (h+b)}{100} = 56 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}; A_{\min}^{\text{RPA}}) = 960$$

$$\bar{N}_u = 0.80 \times \left[\frac{106400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 960 \frac{400}{1.15} \right] \implies \bar{N}_u = 1843426.731 \text{ N} = 184342.673 \text{ kg}$$

$$N_u = 150672.38 \text{ kg} < \bar{N}_u = 184342.673 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ (cv)}$$

chapitre III:

LES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1.Introduction :

Dans ce chapitre, on va assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

III-2.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse.

$$\left\{ \begin{array}{l} G=184.99\text{kg/ml.} \\ Q=100\text{kg/ml.} \end{array} \right.$$

D'après R.P.A99art6.2.3, concernant le calcul des forces horizontales

F_p agissant sur les éléments non structuraux elles sont calculées par la formule suivante :

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

A :coefficient d'accélération de zone(groupe d'usage 2, zone IIa , A=0.15).

C_p :facteur de force horizontal ($C_p=0.8$).

W_p = poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 184.99=88.79\text{kg/ml.}$$

D'où : $F_p < Q \Rightarrow F= \max(F_p, Q)=Q$

Par conséquence on prend $F= Q=100\text{kg/ml}$

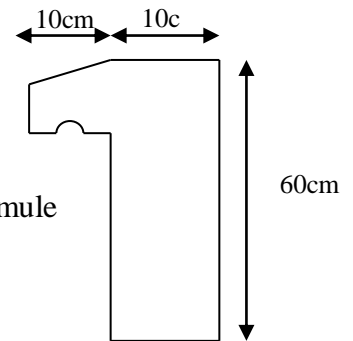


Fig.III.1: Acrotère

III.2.1-Calcul des Sollicitations :

ELU :

$$N_U= 1 \times G = 1 \times 184.99$$

$$M_U=1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90\text{kg.}$$

$$V_U=1.5 \times Q = 1.5 \times 100 = 10\text{kg}$$

ELS:

$$N_{Ser}=1 \times G = 184.99\text{kg.}$$

$$M_{Ser}= Q \times h = 100 \times 0.6 = 60\text{kg.m}$$

III.2.2-Ferraillage de la section :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

- centre de pression:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{184.99} = 0.49\text{m}$$

$e > \frac{h}{2}$ donc l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, Alors la section est partiellement comprimée.

-Calcul du moment M_A :

M_A :moment de flexion par rapport au centre de gravite des armatures tendues .

$$M_A = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) = 90 + 184.99 (0.05 - 0.02)$$

$$M_A = 95.55 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{955.50}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0105 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.013, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{955.50}{348 \times 100} = 0.344 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

A_f : Les armatures à la flexion simple.

A : les armatures à la flexion composée.

$$A_u = 0.344 - \frac{184.99}{348 \times 100} = 0.339 \text{ cm}^2$$

III.2.3-Vérification :

III.2.3.1-Condition de non fragilité : BAEL91.

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28} e_G - 0.455d}{f_e e_G - 0.185d} \right) \dots\dots \text{cas d'une flexion composée.}$$

e_G : est l'application de l'effort de compression (N) à la distance de centre de gravite du béton seul.

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{184.99} = 0.324 \text{ m}; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times \left(\frac{2.1 \cdot 32.40 - 0.455 \times 8}{400 \cdot 32.40 - 0.185 \times 8} \right) = 0.898 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2-Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

$$A_l \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u; A_{min}; A_l) = \max(0.339, 0.898, 2.50) \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.2.4-La Condition de cisaillement : BAEL91

L'effort tranchant ultime :

$$V_u = 1.5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{150 \times 10}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28} ; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.50 ;4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u =2.50\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (cv)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.5-Armatures de répartition :

D'après les règles de BAEL91

$$\text{On a : } A_r = \frac{2.51}{4} = 0.63\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3\phi 6 = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$$

III.2.6-L'écartement des armatures :

Selon les règles de BAEL91 pour les éléments exposés indiquent que l'écartement des armatures longitudinales est :

$$e_l \leq \text{Min} (2.50h ; 25\text{cm}) \Rightarrow e_l \leq 25\text{cm}$$

$$\text{Soit : } e_l = 20\text{cm}$$

-Vérification des contraintes :

a)-contrainte de traction des armatures :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

η :coefficient de fissuration.

$$\eta = 1.6 \text{ pour les barres (HA)}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.60 \times 2.10} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min (266.67 ; 201.63) \text{ MPa}$$

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

b)-condition de compression du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

➤ Détermination de centre de pression (N :effort de compression).

$$G_{BC} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{184.99} = 0.3243\text{m}$$

Alors, le point (C) se trouve à l'extérieur de la section

$$C = G_{BC} - \frac{h}{2} = (32.43 - 5) = 27.43\text{cm}$$

Soit : compte des conventions de signes : $c = -27.43\text{cm}$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules suivantes

$$P = -3c^2 \cdot \frac{90A'}{b} (c - c')^2 + \frac{90A}{b} (d - c)$$

$$C = 27.43\text{cm} ; d = 8\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; A' = 0.00 ; A = 5\phi 8 = 2.51$$

$$P = -3(-27.43)^2 - 0 \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (27.43)) \Rightarrow P = -2179.43$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-27.43)^3 - 0 \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (-27.43))^2 \Rightarrow q = 38599.06$$

y_2 : racine de l'équation cubique : $y_2^3 - py_2 + q = 0$

$$\Rightarrow y_2^3 - 2179.43y_2 + 38599.06 = 0$$

D'où les racines de cette équation sont :

$$\left. \begin{array}{l} y_{2,1} = -53.82 \\ y_{2,2} = 24.27 \\ y_{2,3} = 29.55 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} 0 < y_1 = y_2 + c < h \\ 0 < y_1 = 29.55 - 27.43 = 2.12 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm} \end{array}$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - d') - A'(d - y_1)] \quad / \text{ avec } A' = 0$$

$$S = \frac{100 \cdot (2.12)^2}{2} + 15[-2.51(8 - 2.12)] = 3.338$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100s} = \frac{184.99}{100 \times 3.338} = 0.554$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.554 \times 2.12 = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

Présentation du ferrailage :

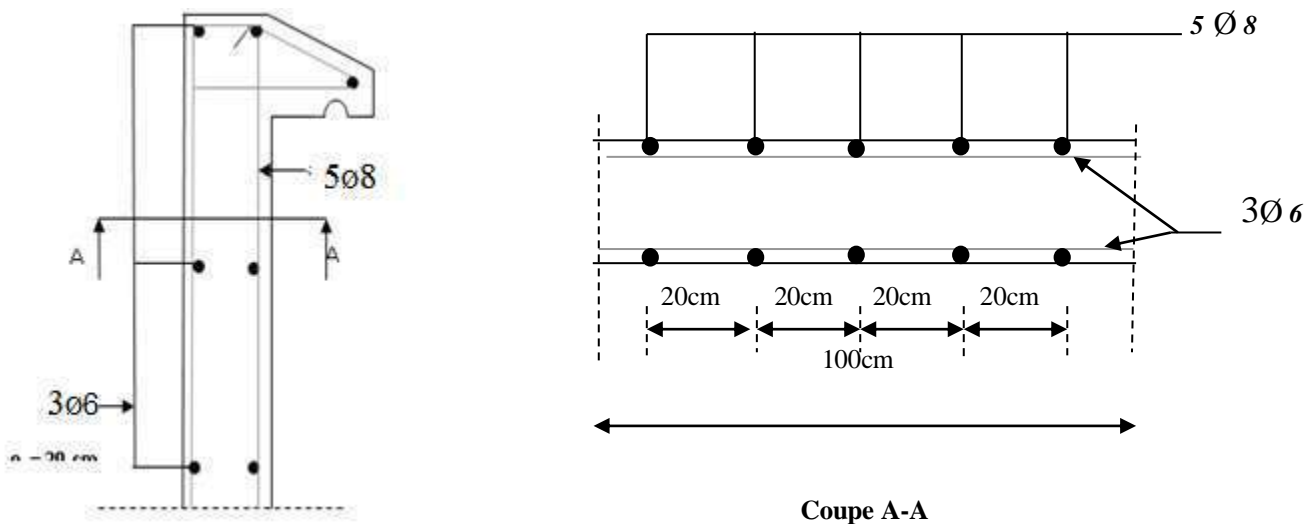


Figure III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3- Balcon Extension :

Le balcon est calculé comme un consol en flexion simple , il est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée P (poids de mur) appliquée à l'extrémité libre, et une charge d'exploitation Q.

III.3.1-Evaluation des charges:

On prend comme un exemple balcon étage courant
le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur

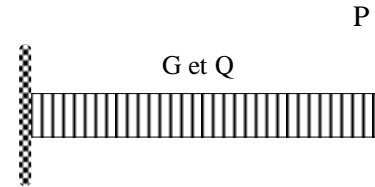


Figure III.3:Schéma de balcon

Poids propre du balcon : $G = 460.100 \text{ kg/ml}$

Poids propre de mur extérieure : $P = 285.6 \times 2.94 \times 1.00 = 839.66 \text{ kg}$

Charge d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/ml}$

III.3.2-Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

$$M_g = \frac{-g.l^2}{2} = \frac{-460 \times (1.2)^2}{2} = -331.2 \text{ Kg.m} = -3312 \text{ N.m}$$

$$T_g = g.l = 460 \times 1.20 = 552 \text{ Kg} = 5520 \text{ N}$$

P=839.66 Kg/ml

$$M_p = -p.l = -839.66 \times 1.2 = -1007.59 \text{ Kg.m} = -10075.9 \text{ N.m}$$

$$T_p = p = 839.66 \text{ Kg} = 8396.6 \text{ N}$$

$$M_q = \frac{-q.l^2}{2} = \frac{-150.(1.2)^2}{2} = -108 \text{ kg.m} = -1080 \text{ N.m}$$

$$T_q = q.l = 150 \times 1.2 = 180 \text{ kg} = 1800 \text{ N}$$

III.3.3-les sollicitations :

➤ **ELU: 1.35G+1.5Q**

$$M'' = 1.35(M_g + M_p) + 1.5M_q = 1.35(-3312 - 10075.9) + 1.5(-1080)$$

$$M'' = -19693.665 \text{ N.m}$$

$$T'' = 1.35(T_g + T_p) + 1.5T_q = 1.35(5520 + 8396.6) + 1.5(1800)$$

$$T'' = 21487.41 \text{ N}$$

➤ ELS: G+Q

$$M^{ser} = (Mg + Mp) + Mq = (-3312 - 10075.9) + (-1080)$$

$$M^{ser} = -14467.9 \text{ N.m}$$

III.3.4-calcul du ferrailage A'E.L.U:

➤ L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$C \geq 2 \text{ cm}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.20 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 1.20 \text{ cm} \dots \dots (\text{BAEL91}) C \geq 1 + \frac{1.20}{2} = 1.6 \text{ cm}$$

On adopte : c=2cm

$$d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures longitudinales** : b=100cm , h=12cm , $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_e E400$

$$\bar{\sigma}_b = 14.20 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19693.665}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.138 \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.186$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.186 = 0.925$$

$$A_s = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19693.665}{348 \times 0.925 \times 10} = 6.12 \text{ cm}^2$$

III.3.5-Vérification à ELS : pour la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe Fe400 la section est constante la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M^u}{M^{ser}}$$

$$\gamma = \frac{-19693.665}{-14467.9} = 1.36$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.189 < \bar{\alpha} = 0.43$$

III.3.6-vérification de Non fragilité :[BAEL91]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.21 \text{ cm}^2$$

$A = \max(A_s, A_{min})$, Alors on prend **6T12=6.79cm²/ml**

III.3.7-Calcul des armatures de répartition :[BAEL91]

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.8-Vérification de la contrainte de cisaillement :[BAEL91]

$$T_{max} = 21487.41 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{21487.41}{1000 \times 100} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{cv})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.9-Condition de flèche : (BAEL)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{20M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{12}{120} \geq \frac{14467,9}{14467,9}$$

$$\Rightarrow 0.1 \geq 0.05 \dots \dots (\text{cv})$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{F_e E} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \cdot 10} \leq \frac{2}{400}$$

$$\Rightarrow 0.007 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Il faut vérifier la flèche .

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.79}{100 \cdot 10} = 0.006$$

$$\rho = 0.006$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \mu \lambda)}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot F_{t28}}{(2+3)\rho} = \frac{0.02 \cdot 2.10}{(2+3)0.006} = 1.4$$

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \cdot F_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + F_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.10}{4 \cdot 0.006 \cdot 348 + 2.10} = 0.351$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] \quad ; \quad A'_s = 0$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 12^3}{12} + 15 \left[6.79 \left(\frac{12}{2} - 10 \right)^2 \right] = 16029.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1(16029.6)}{1 + (0.75 \cdot 1.4)} = 8601.25 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 F_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.10}{(2 + 3) \cdot 0.006} = 3.5$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}; E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\mu \cdot \lambda)} = \frac{1.1 \cdot 16029.6}{1 + (3.5 \cdot 0.351)} = 7912.29 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M l^2}{4 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14467.9 \times 10^2 \times (120)^2}{4 \times 10818.86 \times 8601.25 \times 10^2} = 0.560 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M l^2}{4 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{19693.665 \times 10^2 \times (120)^2}{4 \times 32164.20 \times 7912.29 \times 10^2} = 0.204 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = f_v - f_i = 0.56 - 0.204 = 0.356 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{120}{250} = 0.480 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = 0.48 \text{ cm} < \bar{f} = 0.480 \text{ cm}$$

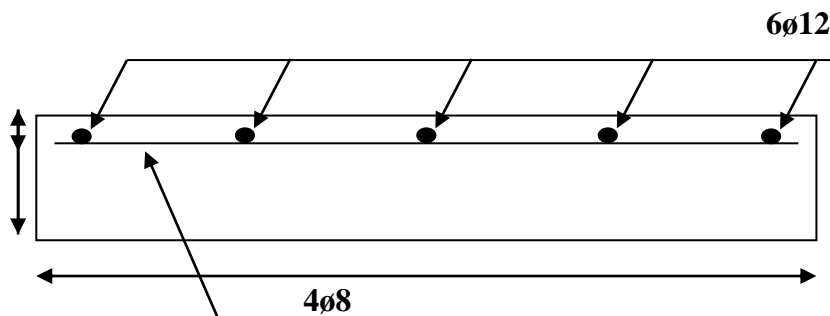


Fig III.4: Schéma de ferrailage de balcon

III-4.Les escaliers :

III.4.1-Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

III.4.2-Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

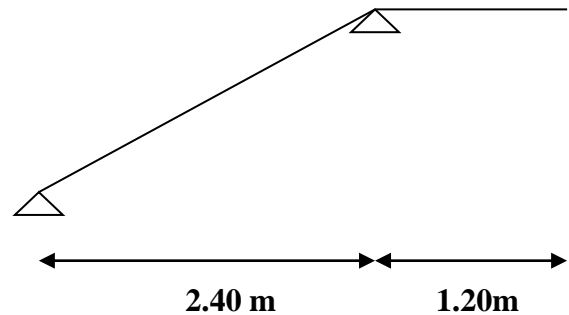


Fig III.5 :escalier.

III.4.3-Combinaison des charges :

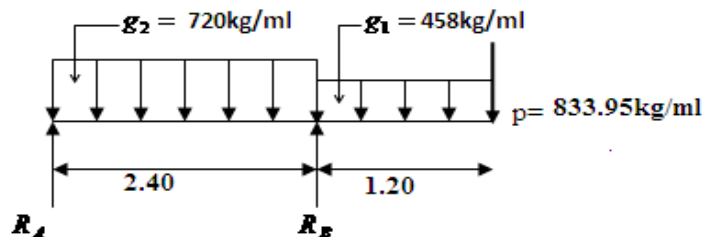
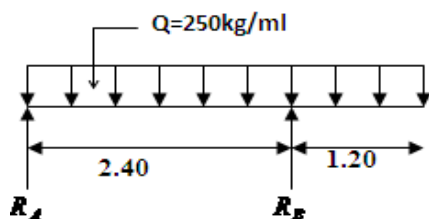
$$g_1 = 458 \times 1.00 = 458 \text{ kg/ml}$$

$$g_2 = 720 \times 1.00 = 720 \text{ kg/ml}$$

$$P = 285.6 \times 2.92 \times 1.00 = 833.95 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 250 \times 1.00 = 250 \text{ kg/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 14 \text{ cm}$$



III.4.4-Calcul la réactions \$R_A\$ et \$R_B\$:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = g_1 \cdot l + g_2 \cdot l + p$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 458 \times 1.20 + 720 \times 2.40 + 833.95$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 3111.55 \dots (1)$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow g_2 \cdot \frac{(2.40)^2}{2} + g_1 \cdot 1.20 \left(\frac{1.20}{2} + 2.40 \right) + p(2.40 + 1.20) - R_B \cdot 2.4$$

$$\Rightarrow 720 \times \frac{(2.40)^2}{2} + 458 \times 3.6 + 833.95 \times 3.6 - R_B \cdot 2.40$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{2073.6 + 1648.8 + 3002.22}{2.40} = 2801.295 \text{ kg} \dots (2)$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -g_2 \cdot \frac{(2.40)^2}{2} + g_1 \cdot \frac{(1.20)^2}{2} + p(1.20) + R_A \cdot 2.4$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{720 \cdot \frac{(2.40)^2}{2} - 458 \cdot \frac{(1.20)^2}{2} - 833.95 \times 1.20}{2.40} = \frac{2073.6 - 329.76 - 1000.74}{2.4}$$

$$\Rightarrow R_A = 309.625 \dots (3)$$

Pour la relation (1) on a :

$$309.625 + 2801.295 = 3111.55kg \dots (cv)$$

III.4.5-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

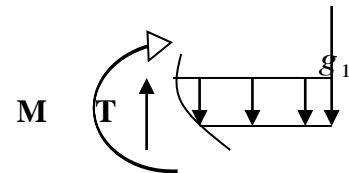
$0 \leq x \leq 1.20$

$$M(x) = -g_1 \cdot \frac{x^2}{2} - px$$

$$M(x) = -458 \cdot \frac{x^2}{2} - 833.95 \cdot x$$

$$T(x) = g_1 \cdot x + p = 458 \cdot x + 833.95$$

$$x = 0 \begin{cases} T = 833.95kg \\ M = 0kg.m \end{cases}; x = 1.20 \begin{cases} T = 1383.55kg \\ M = -1330.5kg.m \end{cases}$$



$0 \leq x \leq 2.40$

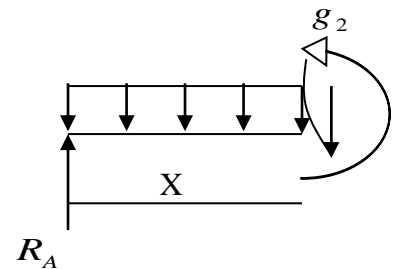
$$T = -g_2 \cdot x + R_A = 0$$

$$\Rightarrow R_A = g_2 \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{g_2}$$

$$\Rightarrow x = \frac{309.625}{720} = 0.43m$$

$$M(0.43) = -720 \times \frac{(0.43^2)}{2} + 309.625 \times 0.43$$

$$M(0.43) = 66.57kg.m = M \text{ max}$$



T(x) = 0

$$M(x) = -g_2 \cdot \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$M(x) = -720 \cdot \frac{x^2}{2} + 309.625 \cdot x$$

$$T(x) = g_2 \cdot x + R_A = -720 \cdot x + 309.625$$

$$x = 0 \begin{cases} T = 309.625kg \\ M = 0kg.m \end{cases}; x = 2.40 \begin{cases} T = -1418.375kg \\ M = -1330.5kg.m \end{cases}$$

$M_{max} = 665,7\text{N.m}$

En appui : $M_a = 0,4M_{max} = 0,4 \times 665,7 = 266,28\text{N.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{max} = 0,75 \times 665,7 = 499,27\text{N.m}$

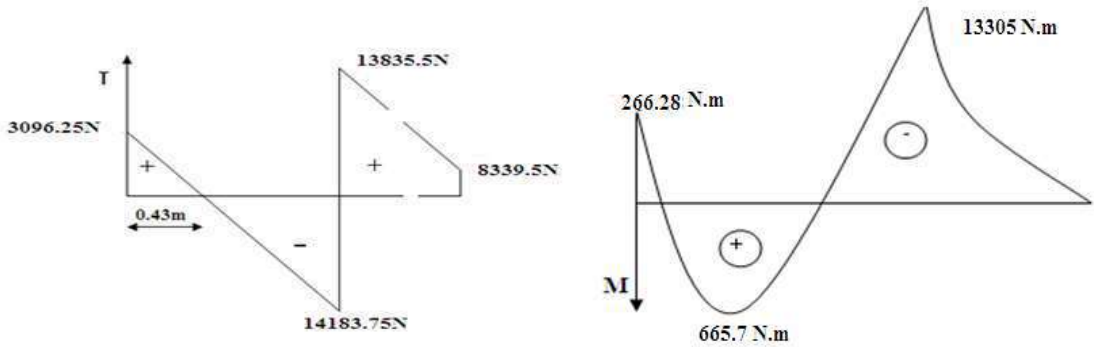


Fig III.6: les moments et les efforts tranchant pour g

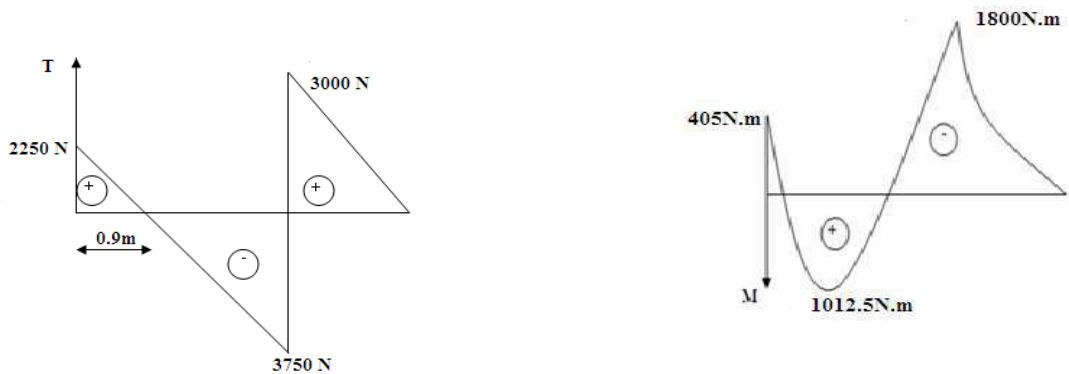


Fig III.7: les moments et les efforts tranchants pour q

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

		(N.m) M_g	(N) T_g	(N.m) M_q	(N) T_q
Paillasse	appui R_A	266.28	3096.25	405	2250
	travée	665.7	14183.75	1012.5	3750
Palier	appui R_B	13305	13835.5	1800	3000

Tableau III-2: Evaluation des sollicitations.

	M_g (N.m)	M_q (N.m)	$1.35M_g + 1.5M_q$	$M_g + M_q$
appui R_A	266.28	405	966.978	671.28
Travée	665.7	1012.5	2417.445	1678.2
appui R_B	13305	1800	20661.75	15105

III.4.6-Ferraillage

$f_{c28}=25$ MPa , $f_c E400$; $c = 2$ cm ; $d = 12$ cm ; $b = 100$ cm

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} , \mu = \frac{M^u}{b_0 d^2 f_{bu}} , \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , z = d \times (1 - 0.4\alpha) ,$$

$$A = \frac{M^u}{Z \sigma_s}$$

	M^u (N.m)	μ	α	Z(cm)	A^u (cm ²)
appui R_A	966.978	0.0047	0.0058	11.972	0.23
Travée	2417.445	0.012	0.015	11.928	0.58
Appui R_B	20661.75	0.10	0.132	11.366	5.22

III.4.7 Vérification à ELS : D'après le BAEL :

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures. vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} . \quad \gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} ,$$

	M^u (N.m)	M^{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α
appui R_A	966.978	671.28	1.44	0.47	0.0058
Travée	2417.445	1678.2	1.44	0.47	0.015
Appui R_B	20661.75	15105	1.367	0.433	0.132

$A^u > A^{ser}$ (cv)

III.4.8 Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b . d \frac{f_{tj}}{f_c} = 0.23(100)(12) \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.449 \text{cm}^2$$

	A^u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)

appui R_A	0.23	1.449	1.449	5T12= 5.65
Travée	0.58	1.449	1.449	5T12= 5.65
Appui R_B	5.22	1.449	5.22	5T12= 5.65

III.4.9 Vérification au cisaillement

Sur appui :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$
 $= 1.35(13835.5) + 1.5(3000) T_{max} = 1.35T_g + 1.5T_q$
 $T_{max} = 23177.625$

$$\tau^u = \frac{T^u}{b.d} = \frac{23177.625}{1000.120} = 0.193$$

$$\bar{\tau}^u = \min(0.23 f_{c28}; 4Mpa) = 3.25Mpa \Rightarrow \bar{\tau}^u = 3.25 > \tau^u = 0.193Mpa \Rightarrow cv$$

III.4.10 Calcul des armatures de répartition :

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

	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	A_r	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	Espacement (cm)
appui R_A	3,93	1,41	4T10=3.14	e=30cm
Travée	3,93	1,41	4T10=3.14	e=30cm
Appui R_B	5,65	1,41	4T10=3,14	e=30cm

III.4.11 Condition de flèche : (BAEL)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{0.75M_0^{ser}}{20M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{14}{240} \geq \frac{0.75}{20}$$

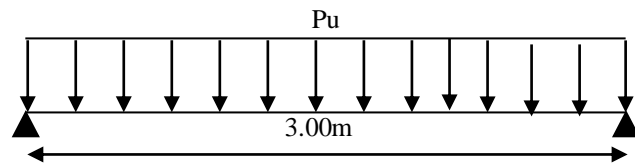
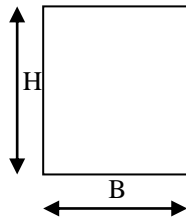
$$\Rightarrow 0.058 \geq 0.0375 \dots\dots(cv)$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{FeE} \Rightarrow \frac{5.65}{100.12} \leq \frac{2}{400}$$

$$\Rightarrow 0.004 \leq 0.005 \dots\dots(cv)$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.12 Calcul de la poutre palière



➤ **Pré dimensionnement :**

La poutre palière a une section (h x b)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \dots\dots\dots\text{avec } L=300\text{cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \Rightarrow \quad 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

On prend : h = 30cm et b= 30cm

❖ **vérification selon RPA99/version 2003 :**

b ≥ 20cm, b=30cm (cv).

h ≥ 30cm, h=30cm (cv).

h/b = 1 ≤ 4, (cv).

❖ **évaluation des charges :**

Tableaux III.3:Evaluation des charges et surcharges

G	
Poids de la poutre	0.30.030.2500= 2250kg/ml
Poids de palier	458.1.20= 549.6
poids de mur	285.6×2.92×1.00= 833.952kg/ml
Poids de paille	720($\frac{2.4}{2}$)=864kg/ml
Total	4497,55kg/ml

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

$$Q= 250\left(\frac{2.4}{2} + \frac{2.4}{2} + 1.20\right)=600\text{kg}/\text{ml}$$

Combinaisons des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } p^u = 1.35G+1.5Q=6971,69\text{kg}/\text{ml} \\ \text{ELS : } p^{\text{ser}} = G+Q=5097,55\text{kg} / \text{ml} \end{array} \right.$$

❖ les sollicitations :

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = \frac{p_u L^2}{12} = \frac{6971,69(3.00)^2}{12} = -5228,77 \text{kg.m} \\ M_t = \frac{P_u L^2}{24} = \frac{6971,69(3.00)^2}{24} = 2614,38 \text{kg.m} \\ T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{6971,69(3.00)}{2} = 10457,53 \text{kg} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = \frac{p_u L^2}{12} = \frac{5097,55(3.00)^2}{12} = 3823,16 \text{kg.m} \\ M_t = \frac{P_u L^2}{24} = \frac{5097,55(3.00)^2}{24} = 1911,58 \text{kg.m} \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage : $d=0.9h = 27$, $b=30\text{cm}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad , \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.978 \text{ cm}^2$$

	M^u (N.m)	μ	A	Z	A^u	A_{min}	A_{max}	A_{adop} (cm ²)
Travée	2614,38	0.104	0.137	25.52	3.627	0.978	3.627	5T12=5.65
Appui	5228,77	0.207	0.293	23.83	7.76	0.978	6.30	3T12+ 2T14=6.47

✓ Vérification à ELS : D'après le BAEL :

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures. vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M^u}{M^{ser}}$$

	M^u (N.m)	M^{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α
Travée	32205.357	23480.82	1.37	0.435	0.137
Appui	64411.07	46961.64	1.37	0.435	0.293

$$A^u > A^{ser} \dots\dots (cv)$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T_{max} = 128821.428N$$

$$\tau^u = \frac{T^u}{b.d} = \frac{128821.428}{300.270} = 1.59$$

$$\bar{\tau}^u = \min(0.23f_{c28}; 4Mpa) = 3.25Mpa$$

$$\bar{\tau}^u = 3.25 > \tau^u = 0.206Mpa \Rightarrow cv$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: pas de risque de cisaillement

❖ **Les Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min \{h/35, b_0/10, \phi_t\}$$

$$\phi_t \leq \min \{300/35, 300/10, 12\} = \min\{8.57, 30, 12\}$$

On prend $\phi_t = 8mm$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$s_t \leq \min(10.\phi, 15cm)$$

$$s_t \leq \min(10.1.4, 15cm) \Rightarrow s_t = 10cm$$

$$s_t' \leq 15\phi = 15.1.4 = 21cm$$

$$s_t' \leq 21cm \Rightarrow s_t' = 20cm$$

$$S = 2h = 2.30 = 60cm$$

III-5. Calcul des planchers :

la plancher de notre projet est une planchers à "corps creux"
 On a utilisé la méthode trois moments pour déterminer les sollicitation

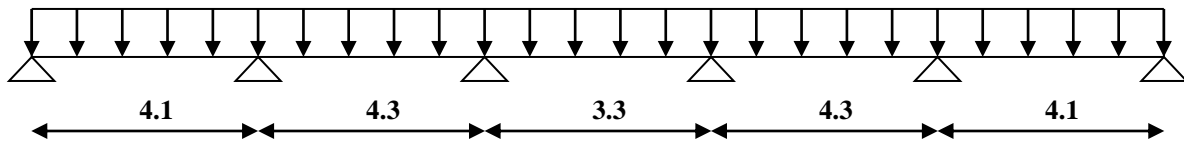
On prend comme un exemple de calcul plancher d'étage

III.5.1 Calcul des charges

Après l'évaluation des charges on a trouvé

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$



$$q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(5.24) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 6.06 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{ser} = G + Q = [5.24 + 1.5] \times (0.65) = 4.38 \text{ KN} / \text{ml}$$

Calcul des charges à l'E.L.U:

$$q_u = 6.06 \text{ KN} / \text{m}$$

III.5.2 Calcul des moments sur appui:

Travée 1-2

$$i = 1$$

$$M_0 = 0$$

$$b_i M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \theta'_{i+1} - \theta''_i$$

$$b_1 M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2 M_2 = \theta'_2 - \theta''_1$$

$$a_2 = \frac{l_2}{3EI} = \frac{4.3}{3EI}$$

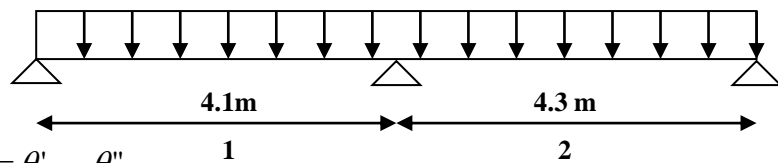
$$c_1 = \frac{l_1}{3EI} = \frac{4.1}{3EI}$$

$$b_2 = \frac{l_2}{6EI} = \frac{4.3}{6EI}$$

$$\theta'_2 = \frac{-q_u l_2^3}{24EI} = \frac{-6.06(4.3)^3}{24EI}$$

$$\theta''_1 = \frac{q_u l_1^3}{24EI} = \frac{6.06(4.1)^3}{24EI}$$

$$\Leftrightarrow 2.8M_1 + 0.72M_2 = -37.47 \dots\dots\dots 1$$

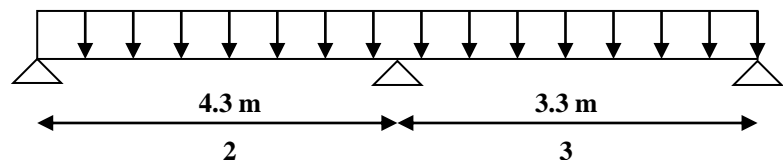


Travée 2-3

$$i = 2$$

$$b_2 M_1 + (a_3 + c_2) M_2 + b_3 M_3 = \theta'_3 - \theta''_2$$

$$a_3 = \frac{l_3}{3EI} = \frac{3.3}{3EI}$$



$$b_2 = \frac{l_2}{6EI} = \frac{4.3}{6EI}$$

$$b_3 = \frac{l_3}{6EI} = \frac{3.3}{6EI}$$

$$\theta'_3 = \frac{-q_u l_3^3}{24EI} = \frac{-6.06(3.3)^3}{24EI}$$

$$\theta''_2 = \frac{q_u l_2^3}{24EI} = \frac{6.06(4.3)^3}{24EI}$$

$$\Leftrightarrow 0.72M_1 + 2.53M_2 + 0.55M_3 = -22.36 \dots\dots\dots 2$$

Travée 3-4

$$i = 3$$

$$b_3 M_2 + (a_4 + c_3) M_3 + b_4 M_4 = \theta'_4 - \theta''_3$$

$$b_3 = \frac{3.3}{6EI}$$

$$b_4 = \frac{4.3}{6EI}$$

$$c_3 = \frac{3.3}{3EI}$$

$$a_4 = \frac{4.3}{3EI}$$

$$\theta'_4 = \frac{-6.06(4.3)^3}{24EI}$$

$$\theta''_3 = \frac{6.06(3.3)^3}{24EI}$$

$$\Leftrightarrow 0.55M_2 + 2.53M_3 + 0.72M_4 = -29.14 \dots\dots\dots 3$$

La poutrelle est symétrique \Rightarrow

$$M_0 = M_5 = 0$$

$$M_1 = M_4$$

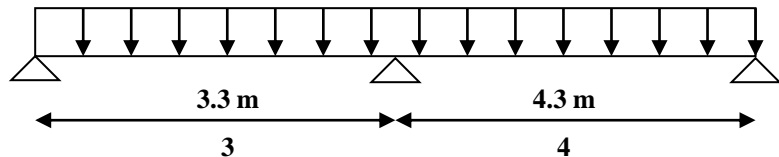
$$M_2 = M_3$$

Donc la 1^{ère} équation

$$2.8M_1 + 0.72M_2 = -37.47$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{-37.47 - 0.72M_2}{2.8}$$

Pour la 2^{ème} équation



$$0.72M_1 + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -22.36$$

$$\Rightarrow 0.72\left(\frac{-37.47 - 0.72M_2}{2.8}\right) + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -22.36$$

$$\Rightarrow -9.63 - 0.18M_2 + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -22.36$$

$$2.9M_2 = -12.73$$

$$M_2 = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = \frac{-37.47 - 0.72(-4.38)}{2.8}$$

$$M_1 = -12.25 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_2 = M_3 = -4.38 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = M_4 = -12.25 \text{ KN/m}$$

III.5.3 Calcul des réactions des moments max et des efforts tranchants:

Pour travée 1:

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = -12.25 \text{ KN.m}$$

Les réactions:

$$\Sigma M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A l - q_u \times \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \left[q_u \frac{l^2}{2} + M_1 \right] \frac{1}{l}$$

$$\Rightarrow R_A = 50.93 - 12.25 = 9.43 \text{ KN}$$

$$R_B = q_u l - R_A = 6.06 \times 4.1 - 9.43 = 15.41 \text{ KN}$$

$$R_A = 9.43 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.41 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants:

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 4,1 \text{ m}$

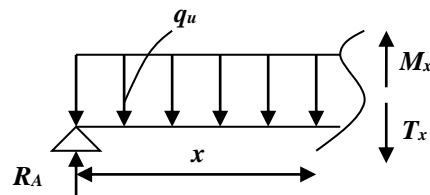
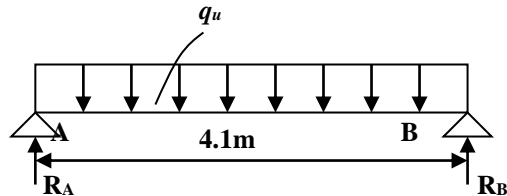
$$\Sigma M_{/s} = 0$$

$$\Leftrightarrow R_A x - q_u \frac{x^2}{2} - M_x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_A x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 4,1 \Rightarrow M(4,1) = -12.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 4,1 \Rightarrow M(4,1) = -12.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$T(x) = M'_x = R_A - q_u x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 9.43 \text{ KN} \\ x = 3,3 \Rightarrow T(3,3) = -15.41 \text{ KN} \end{cases}$$

Les moments maximaux :

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{9.43}{6.06} = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7.33 \text{ KN.m}$$

Pour la travée 2:

$$M_1 = -12.25 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4.38 \text{ KN.m}$$

Les réactions :

$$\Sigma M_{/c} = 0$$

$$\Leftrightarrow R_B \times 4.3 - 6.06 \times \frac{(4.3)^2}{2} + M_1 - M_2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{6.06 \times 4.3}{2} + \frac{12.25}{4.3} - \frac{4.38}{4.3}$$

$$R_B = 14.85 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Leftrightarrow R_C + R_B = q_u l = 6.06 \times 4.3 = 26.06 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow R_C = 26.06 - 14.85 = 11.208 \text{ KN}$$

$$R_B = 14.85 \text{ KN}$$

$$R_C = 11.208 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants:

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$

$$\Sigma M_{/s} = 0$$

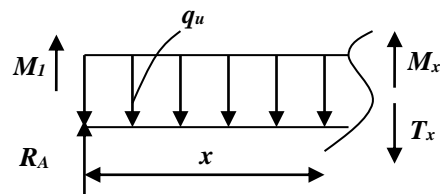
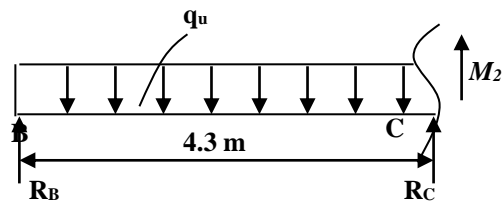
$$\Rightarrow R_B x - q_u \frac{x^2}{2} + M_1 - M_x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_B x - q_u \frac{x^2}{2} - M_1$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = -12.25 \text{ KNm} \\ x = 4.3 \Rightarrow M(4.3) = -4.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = M'_x = R_B - q_u x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 14.85 \text{ KN} \\ x = 4.25 \Rightarrow T(4.25) = -11.208 \text{ KN} \end{cases}$$



Le moment max:

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{14.85}{6.06} = 2.45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5.94 \text{ KN.m}$$

Pour la travée 3:

$$M_2 = -4.38 \text{ KN.m}$$

Les réactions :

$$\Sigma M_{/D} = 0$$

$$R_C l - q_u \frac{l^2}{2} + M_2 - M_3 = 0 / M_2 = M_3$$

$$\Rightarrow R_C = \frac{6.06 \times 3.3}{2} = 10 \text{ KN}$$

$$R_D = R_C = 10 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants:

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$

$$\Sigma M_{/s} = 0$$

$$\Rightarrow R_C x - q_u \frac{x^2}{2} + M_2 - M_x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_C x - q_u \frac{x^2}{2} + M_2$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = -4.38 \text{ KNm} \\ x = 3.3 \Rightarrow M(3.3) = -4.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

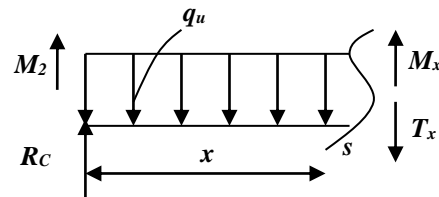
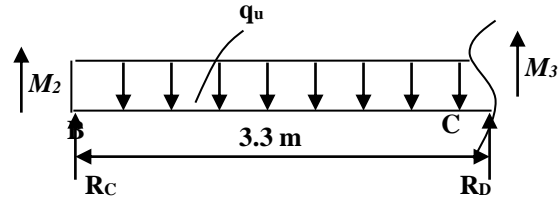
$$T(x) = M'_x = 10 - 606x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 10 \text{ KN} \\ x = 3.3 \Rightarrow T(3.3) = -10 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max:

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{9.99}{6.06} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3.85 \text{ KN.m}$$



Moment sur appui de Rive:

$$M_0 = M_5 = -0.3 \times 12.73 = -3.82 \text{ KN.m}$$

Les diagrammes:

Fig III.9 :Diagrammes des moments à l'E.L.U

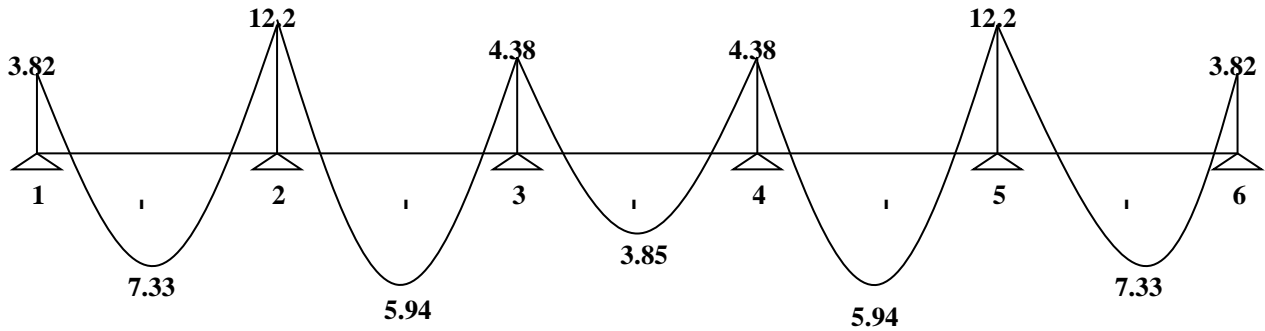
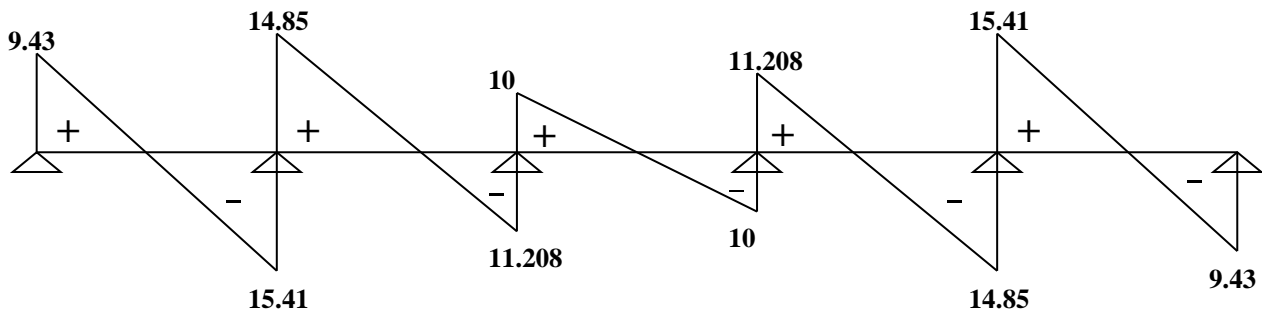


Fig III.10 :Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U



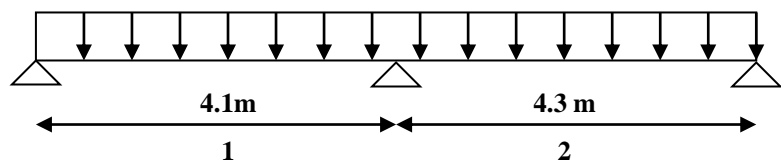
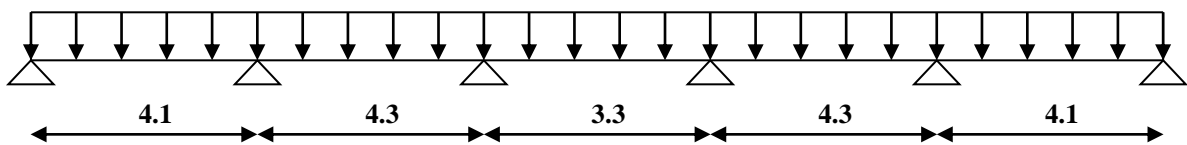
III.5.4 Calcul des charges à l'E.L.S:

Type 01:

On applique la méthode de trois moments:

$$q_s = 4.38 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appui:



Par la même méthode appliquée on obtient

Travée 1-2:

$$\Leftrightarrow 2.8M_1 + 0.72M_2 = -27.08 \dots\dots\dots 1$$

Travée 2-3:

$$\Leftrightarrow 0.72M_1 + 2.53M_2 + 0.55M_3 = -21.06 \dots\dots\dots 2$$

Travée 3-4:

$$\Leftrightarrow 0.55M_2 + 2.53M_3 + 0.72M_4 = -21.06 \dots\dots\dots 3$$

Travée 4-5:

$$\Leftrightarrow 0.72M_3 + 2.8M_4 = -27.08 \dots\dots\dots 4$$

La poutrelle est symétrique \Rightarrow

$$M_0 = M_5 = 0$$

$$M_1 = M_4$$

$$M_2 = M_3$$

Donc pour la 1^{ère} équation

$$2.8M_1 + 0.72M_2 = -27.08$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{-27.08 - 0.72M_2}{2.8}$$

Pour la 2^{ème} équation

$$0.72M_1 + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -21.06$$

$$\Rightarrow 0.72 \left(\frac{-27.08 - 0.72M_2}{2.8} \right) + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -21.06$$

$$\Rightarrow -6.96 - 0.18M_2 + 2.53M_2 + 0.55M_2 = -21.06$$

$$2.9M_2 = -14.1 \Rightarrow M_2 = -4.86 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-27.08 + 3.49}{2.8} = -8.425 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_2 = M_3 = -4.86 \text{ KN / m}$$

$$M_1 = M_4 = -8.425 \text{ KN / m}$$

III.5.5 Les sollicitation à l' E.L.S :
On résume la résultats par des diagrammes

Les diagrammes:

Fig III.11:Diagrammes des moments à l'E.L.S (KN.m)

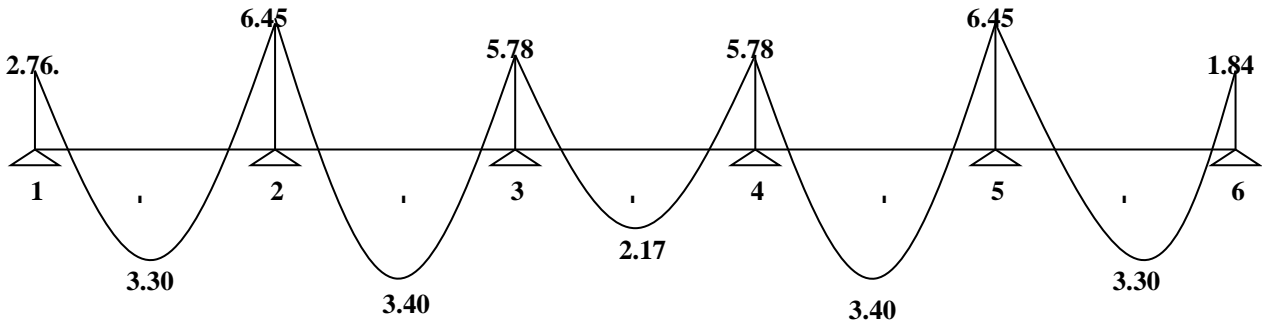
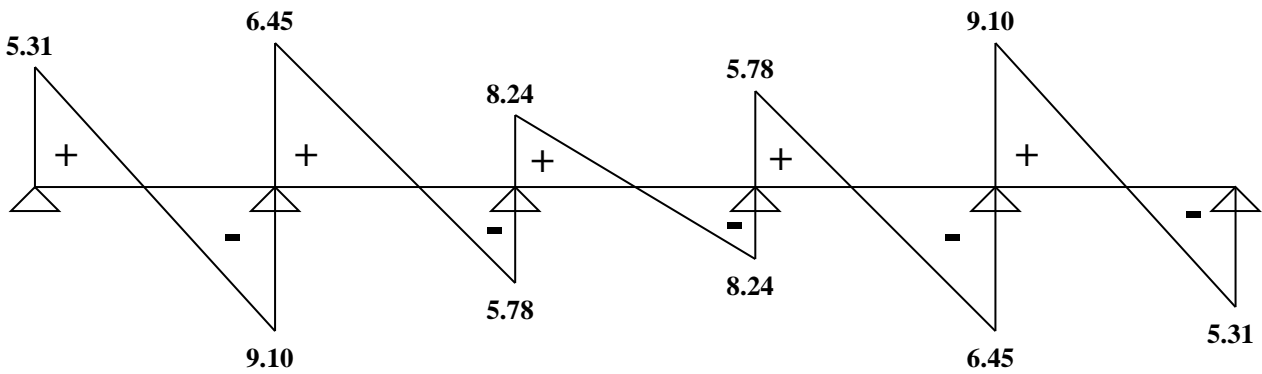
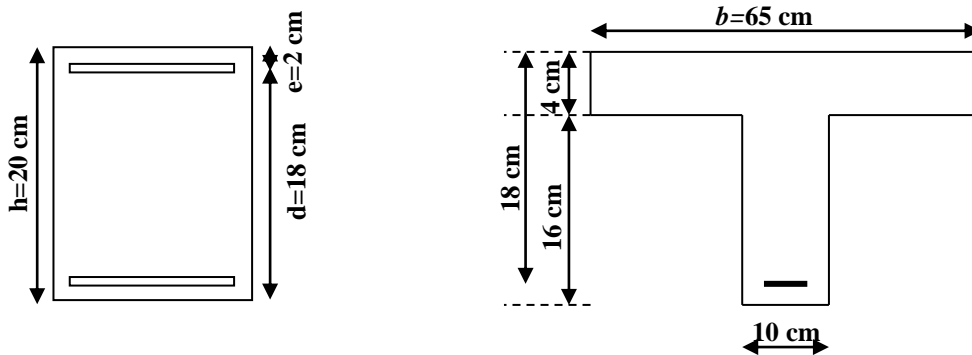


Fig III.12 :Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S (KN)



III.5.6 Détermination des armatures longitudinales



Contraintes limites:

Béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{tt28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Promotion 2017

Aciers :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de ferrailage en travée:

$$M_u = 4.64 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre:

$$M_t = \sigma_b \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 4 \times 65 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t = 59072 \text{ N.m} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 4.64 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre dans la table de compression, la section en "Te" sera calculer comme une section rectangulaire de ($b \times d$)

$$\mu = \frac{4.64 \times 10^3}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.015 < \mu_l = 0.3925 \Rightarrow A'_s = 0$$

Pour $\mu = 0.015$ le tableau nous donne:

$$\alpha = 0.018$$

$$\beta = 0.992$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{4.64 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = A_{s \min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte $2\emptyset 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Calcul de ferrailage sur appui:

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad d' = 2 \text{ cm}$$

$$M = 8.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.99 \times 10^3}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.195 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Pour $\mu = 0.195$ le tableau nous donne:

$$\alpha = 0.023 \quad , \quad \beta = 0.990$$

Donc $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{8.99 \times 10^3}{0.990 \times 348 \times 18} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{s\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte $2\emptyset 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis à l'E.L.S:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \quad / \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée:

$$\alpha = 0.018$$

$$\gamma = \frac{4.64}{3.40} = 1.36 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\alpha = 0.018 < \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.432$$

Sur appui:

$$\alpha = 0.023 ; M_s = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_{ser}^a} = \frac{8.99}{6.45} = 1.39 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\alpha = 0.023 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.446$$

chapitre IV:

ETUDE SISMIQUE

Etude sismique de la structure :**IV.1-Introduction :**

Le séisme correspond à un mouvement du sol, ce mouvement peut entraîner la ruine des constructions et pour cela le RPA99 est venu avec des règles pour nous permettre d'étudier les portiques sous l'effet du séisme.

IV.2- Choix de la méthode de calcul (RPA99/V2003 Art 4.1) :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques .ce calcul peut être mène par les trois méthodes qui sont : La méthode statique équivalente.- la méthode d'analyse modale spectrale.- la méthode D'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. D'après le RPA 99/ version 2003 .notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II-A groupe d'usage2.

Nous avons utilise une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) par le logiciel robot structural analysais Professional.

IV.2.3- Méthode statique équivalente (RPA99/V2003 Art 4.2) :**IV.2.3.1- Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.2.3.2- Conditions d'application de la méthode statique équivalente (RPA99/V2003 Art 4.1.2)

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 à 65m en zones (IIa).

- conduction d'élévation : $R+7 = 3,06 \times 8 = 24.48 < 65\text{m}$ (CV)

-vérification de la régularité :

+ Régularité en élévation \longrightarrow (CV)

+régularité en plan

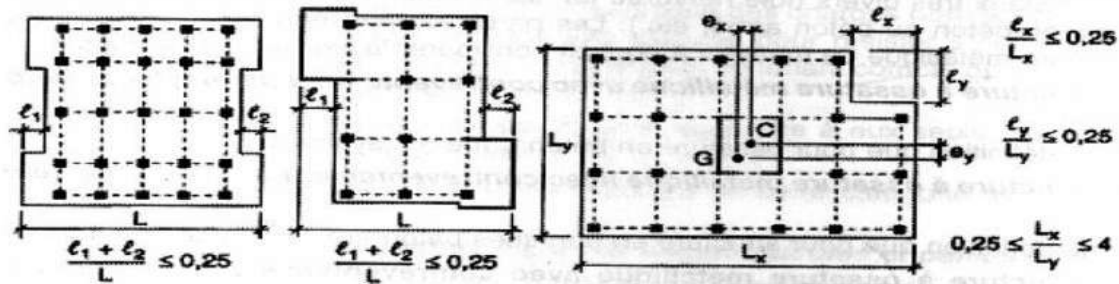


Figure IV.1: Limites des décrochements en plan

IV.2.3.3- Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.2.3 -Centre de masse et centre de torsion : Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau IV.1: Valeurs Centre de masse et centre de torsion

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	Etage 1	162330,68	9,97 4,41 1,86	10,57 4,54 1,55	2406336,42	7884799,65	9579218,00	0,60	0,13
4/ 2	Etage 2	100509,20	10,05 4,38 6,07	10,57 4,53 5,75	1101938,83	4534217,32	5616561,55	0,52	0,14
4/ 3	Etage 3	100509,20	10,05 4,38 9,13	10,57 4,53 8,81	1101938,83	4534217,32	5616561,55	0,52	0,14
4/ 4	Etage 4	100509,20	10,05 4,38 12,19	10,57 4,53 11,87	1101938,83	4534217,32	5616561,55	0,52	0,14
4/ 5	Etage 5	100509,20	10,05 4,38 15,25	10,57 4,53 14,93	1101938,83	4534217,32	5616561,55	0,52	0,14
4/ 6	Etage 6	100509,20	10,05 4,38 18,31	10,57 4,53 17,99	1101938,83	4534217,32	5616561,55	0,52	0,14
4/ 7	Etage 7	100509,20	10,05 4,38 21,37	10,57 4,53 21,05	1101938,66	4534216,84	5616560,90	0,52	0,14
4/ 8	Etage 8	132193,00	10,26 4,79 24,48	10,05 4,50 24,18	1601184,00	5914683,34	7515867,34	0,21	0,29

IV.2.4- Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec : } w_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type du bâtiment (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$W=8934,4386\text{KN}$$

IV.2.5 - Spectre de réponse de calcul (RPA99/V2003 Art- 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A:coefficient d'accélération de la zone

D:facteur d'amplification dynamique moyen

R:coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement

W:poids de la structure

Q:facteur de qualité

IV.2.6 - classification de site:

Selon le RPA99/version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (catégorieS2)

IV.2.7 - détermination des paramètres du spectre de réponse:

Coefficient d'accélération A:zone IIa .groupe2.(d'après la classification sismique de wilaya Constantine RPA99/version2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient $A = 0.15$ (tableau 4.1 de RPA99/version2003)

IV.2.8 - 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \implies 2,5,0,935(T_2/T)^{2/3}=1,77$$

$$D=2,5.0,935(T_2/T)^{2/3}=1,77$$

IV.2.9-facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

- **pourcentage d'amortissement critique** : (RPAA99/V2003 tab- 4.2)

Portiques en béton Armé à remplissage léger : $\xi = 6\%$, $\eta = 0.935 \geq 0.7$ (C V)

- **périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2** : (RPA99/V2003 tab- 4.7)

Selon les propriétés mécaniques du sol (sol ferme), le site est de catégorie (S_2).

IV.2.10 - coefficient du comportement global de la structure R : (RPA99/V2003 le tab- 4.3)

En fonction du système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto_stables sans remplissage en maçonnerie rigide , $R = 5$

IV.2.11 - facteur de qualité Q : (RPA99/V2003 tab- 4.4)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par (RPA99/V2003 tableau 4.4).

Tableau IV.2- facteur de qualité Q

Critère	Valeur Sens X	De P_q Sens Y
1- Condition minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en elevation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux.	0,05	0,05
6- Contrôle de qualité de l'exécution.	0,10	0,10

$$Q = 1,20$$

IV.2.12 - Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99/V2003 Art-4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée selon la formule par les méthodes suivante :

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

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

$$h_N = 3.06 \times 8 = 24.48 \text{ m}$$

C_T : coefficient, la fonction du système de contreventement, est du type de remplissage
 $C_T = 0.07$

$$T_{\text{Fond}} = 0.07 \times 24.48^{3/4} = 0.77 \text{ s}$$

Comme le calcul sismique est fait d'une façon automatique (méthode numérique), l'estimation de la période pour chaque mode (i), dans le tableau suivant :

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation

massique modale :

Tableau IV.3 : présente les périodes et les factures de participation massique modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,00	1,00	35,84	0,01	0,00	35,84	0,01	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 2	1,15	0,87	38,25	71,60	0,00	2,41	71,60	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 3	1,17	0,85	76,83	75,74	0,00	38,58	4,14	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 4	3,05	0,33	81,90	75,74	0,00	5,07	0,00	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 5	3,52	0,28	82,02	85,76	0,00	0,12	10,02	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 6	3,55	0,28	87,05	85,99	0,00	5,03	0,23	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 7	5,30	0,19	89,02	85,99	0,00	1,97	0,00	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 8	6,06	0,17	90,32	86,00	0,00	1,30	0,02	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 9	6,15	0,16	90,33	89,40	0,01	0,01	3,40	0,01	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 10	7,68	0,13	91,49	89,40	0,01	1,16	0,00	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 11	8,78	0,11	91,94	89,42	0,01	0,45	0,01	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 12	8,90	0,11	91,94	90,33	0,19	0,00	0,91	0,19	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 13	9,08	0,11	91,95	91,23	0,19	0,01	0,91	0,00	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 14	10,15	0,10	92,62	91,24	0,21	0,67	0,00	0,01	893443,86	893443,86	893443,86
4/ 15	10,98	0,09	92,63	91,29	22,66	0,00	0,05	22,45	893443,86	893443,86	893443,86

A fin de valider les valeurs obtenues avec celle de la formule empirique ; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que: $T_{MN} \leq 1,30 T_{\text{Fond}}$

pour notre cas :

$$T_{MN} = 1,00 \text{ s} \leq 1,30 \times 0,77 = 1,001 \text{ s (CV)}$$

IV.2.13- Les modes propres :

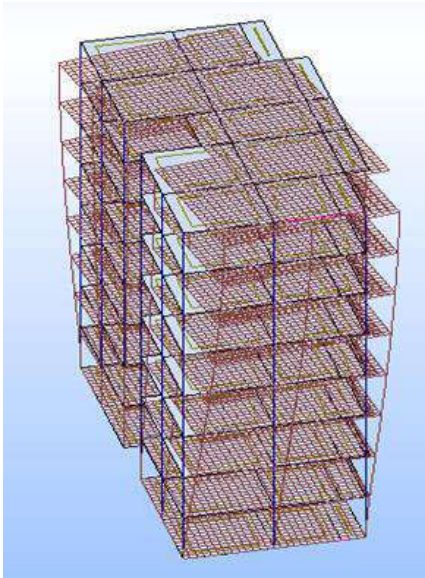


Figure IV.2 : Mode1

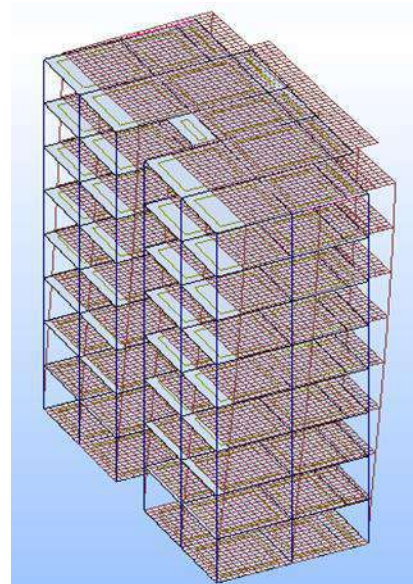


Figure IV. 3 : Mode2

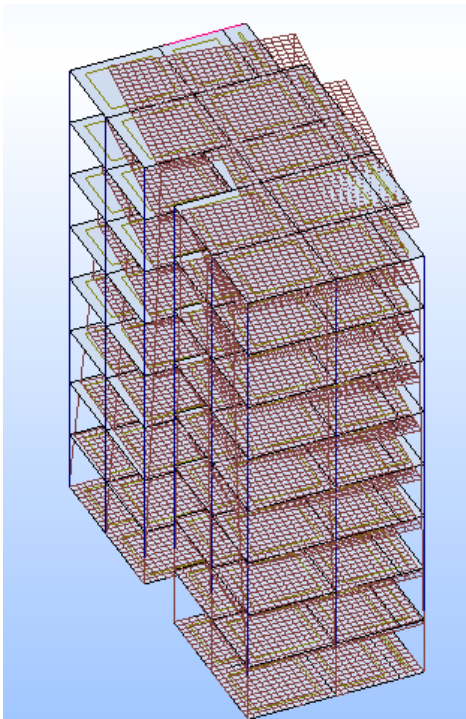


Figure IV.4 : Mode3

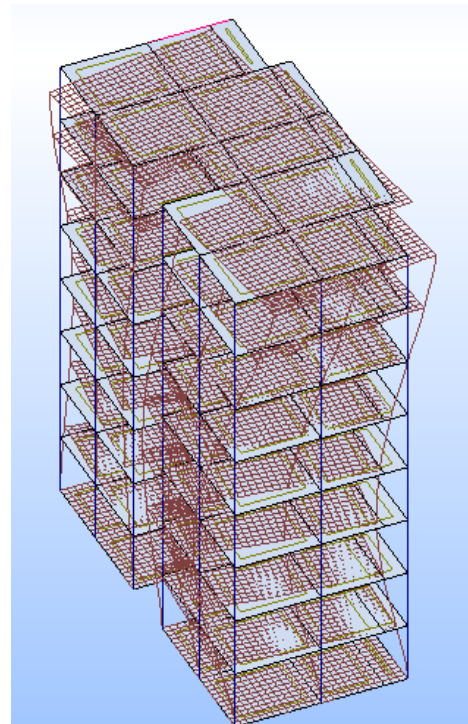


Figure IV.5 : Mode4

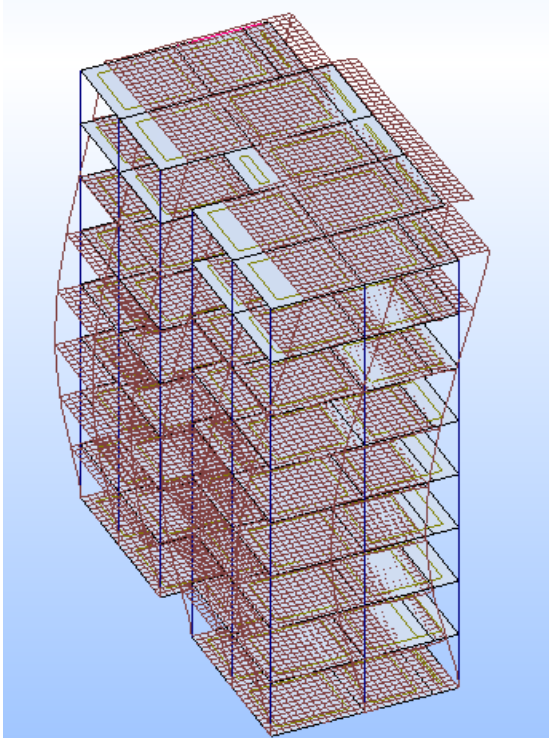


Figure IV.6 : Mode5

IV.2.14- Analyse spectrale :Tous les paramètres pour l'analyse sismique sont maintenant connus. Le spectre de calcul de la composante horizontale de l'action sismique peut être calculé. Il est représenté sur la figure ci-dessous :

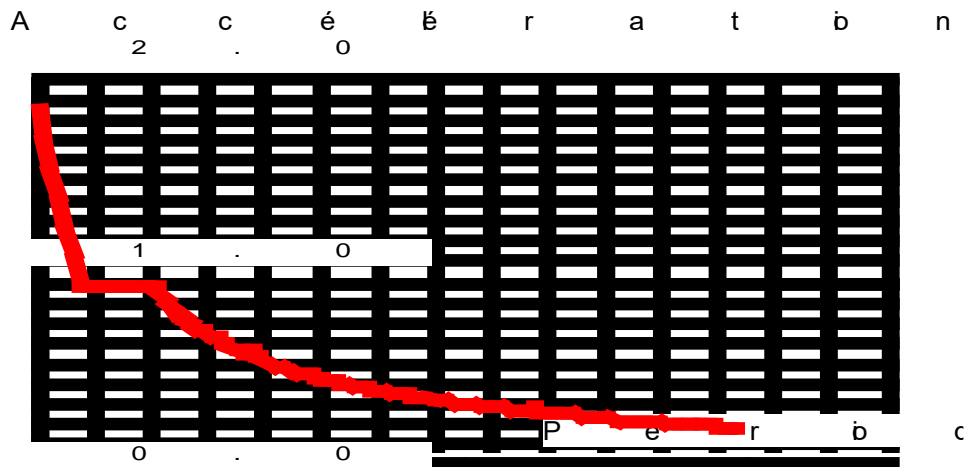


Figure IV.7: courbe présentant le spectre de réponse

IV.2.15- Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3)

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

➤ après résultats robot :

$$W = 8934.4386 \text{ KN}$$

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

$$V_{statique} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,77 \cdot 1,2}{5} \cdot 8934.4386 = 569.30$$

❖ **Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Les réactions à la base:

Tableau IV.4 : Les réactions à la base

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	5 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	346,93	192,54
Somme réactions	336,98	13,04
Somme efforts	336,97	13,04
Vérification	673,95	26,08
Précision	8,13234e-004	1,27167e-003
Cas	6 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	22,54	405,50
Somme réactions	13,04	405,32
Somme efforts	13,04	405,32
Vérification	26,08	810,65
Précision	1,69153e-003	1,27167e-003

	ΣF_x (KN)	ΣF_y (KN)
Ex	346.93	192.54
Ey	22.54	405.50

$$V_{dynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_{ky}^2} = 396.77 \text{ KN}$$

$$V_{dynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 406.12 \text{ KN}$$

D'après le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0,8V_{statique} < V_{dynamique}$
E_X	396.77	569.30	Condition non vérifié
E_Y	406.12	569.30	Condition non vérifié

La condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

(forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

La condition $0.8V/V_t$ n'est pas vérifiée selon (xx) il faudra augmenter tous la réponse (forces Déplacement, moments ...) Dans le rapport.

Tableau IV.6 : Rapport $0.8V/V_t$

	X	Y
Méthode modale dynamique spectrale	396.77	406.12
Méthode statique équivalente	596.30	596.30
Rapport $0.8V/V_t$	1,20	1,17

IV.2.16-Vérification de déplacement :

► Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV.7 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaison sismiques

Niveau	Δ_k (cm) X	Δ_k (cm) Y	1%h	
7ème	1,5	1,4	3,06	OUI
6ème	1,4	1,3	3,06	OUI
5ème	1,3	1,2	3,06	OUI
4ème	1,1	1,0	3,06	OUI

3ème	0,9	0,8	3,06	OUI
2ème	0,7	0,6	3,06	OUI
1ème	0,4	0,4	3,06	OUI
Rdc	0,2	0,2	3,06	OUI

IV.2.17 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_K = |\Sigma(W_{GI} + 0,2W_{QI})|$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

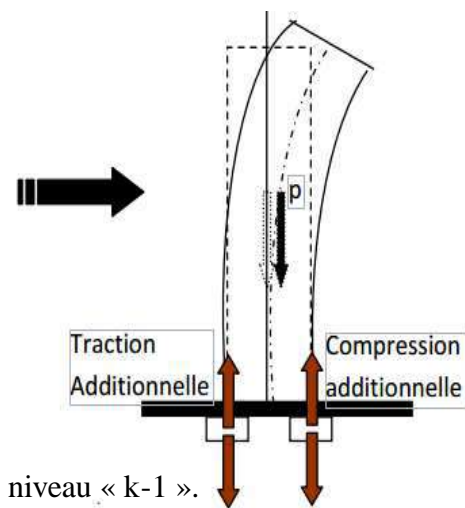
Si $0.10 \leq \Delta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\Delta_k)$.

Si $\Delta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x :

Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	Θ_k	$\Theta_k \leq 0,1$
7ème	1321,93	1,5	51,72	306	0,1	OUI
6ème	1005,09	1,4	68,46	306	0,06	OUI



5ème	1005,09	1,3	91,88	306	0,04	OUI
4ème	1005,09	1,1	108,23	306	0,03	OUI
3ème	1005,09	0,9	122,40	306	0,02	OUI
2ème	1005,09	0,7	134,41	306	0,017	OUI
1ème	1005,09	0,4	144,45	306	0,009	OUI
Rdc	1623,30	0,2	154,54	306	0,006	OUI

Dans le sens Y:

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison EY)

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	Θ_k	$\Theta_k \leq 0,1$
7ème	1321,93	1,4	118,04	306	0,05	OUI
6ème	1005,09	1,3	122,88	306	0,03	OUI
5ème	1005,09	1,2	157,49	306	0,02	OUI
4ème	1005,09	1,0	182,36	306	0,018	OUI
3ème	1005,09	0,8	202,32	306	0,012	OUI
2ème	1005,09	0,6	217,33	306	0,009	OUI
1ème	1005,09	0,4	227,36	306	0,005	OUI
Rdc	1623,30	0,2	249,06	306	0,004	OUI

Donc $\Theta_k < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé

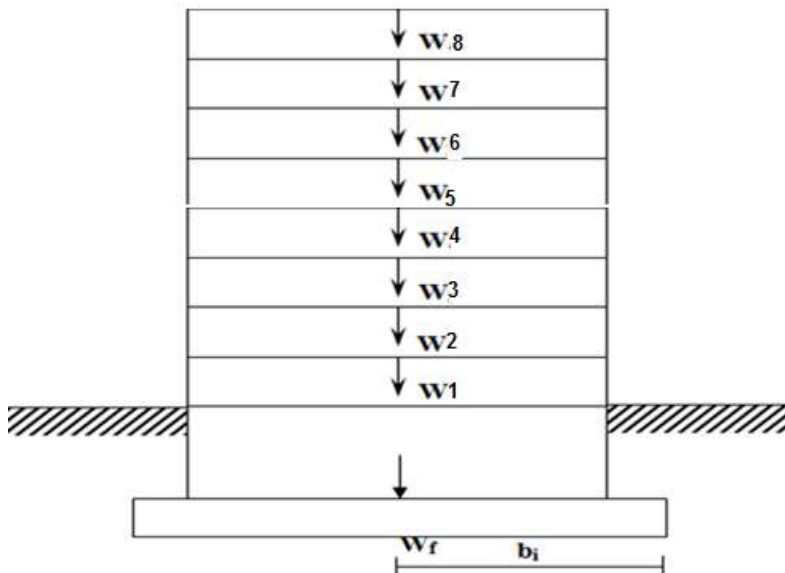
IV.2.18-VERIFICATION AU RENVERSEMENT:

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} \geq 1.5$$

Avec :

- Moment de renversement $M_{\text{rene}} = \sum F_i * Z_i$.
- Moment stabilisant $M_{\text{stab}} = \sum W_i * b_i$.
- F_i : la force sismique au niveau "i".
- Z_i : hauteur de niveau i.
- W_i : poids de niveau i.
- b_i : bras de levier de niveau "i".



a) Sens longitudinal X:L=20,10 m

Niveau	W_i (KN)	b_i (m)	M_{sta} (KN.m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_{ren} (KN.m)
1	1623,30	10,05	16314,16	154,54	3,06	472,89
2	1005,09	10,05	10101,15	144,45	6,12	884,03
3	1005,09	10,05	10101,15	134,41	9,18	1233,88
4	1005,09	10,05	10101,15	122,40	12,24	1498,17
5	1005,09	10,05	10101,15	108,23	15,3	1655,91
6	1005,09	10,05	10101,15	91,88	18,36	1686,91
7	1005,09	10,05	10101,15	68,46	21,42	1466,41

8	1321,93	10,05	13285,39	51,72	24,48	1266,10
			90206,45			10164,3
M_{sta}/ M_{ren}			$1.5 \leq 8,87$			

b) Sens transversal Y: L=10,20 m

Niveau	W_i (KN)	b_i (m)	M_{sta} (KN.m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_{ren} (KN.m)
1	1623,30	5,10	8278,83	249,06	3,06	762,12
2	1005,09	5,10	5125,95	227,36	6,12	1391,44
3	1005,09	5,10	5125,95	217,33	9,18	1995,08
4	1005,09	5,10	5125,95	202,32	12,24	2476,39
5	1005,09	5,10	5125,95	182,36	15,3	2790,10
6	1005,09	5,10	5125,95	157,49	18,36	2891,51
7	1005,09	5,10	5125,95	122,88	21,42	2632,08
8	1321,93	5,10	6741,84	118,04	24,48	2889,61
			45776,37			17828,33
M_{sta}/ M_{ren}			$1.5 \leq 2,56$			

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

Annexe 1

Autodesk Robot Structural Analysis Professional2009

Fichier : **Structure R+7.rtd**
Projet : Structure R+7

NOTE DE CALCUL

Projet: Structure R+7

tableaux de chargement

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	PP	poidspropre	Statiquelinéaire
2	PERM2	G	permanente	Statiquelinéaire
3	PERM3	Q	d'exploitation	Statiquelinéaire
4	MOD4	Modale		Modale
5	SIS_X5	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
6	SIS_Y6	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
7		1.35G+1.5Q	permanente	Combinaisonlinéaire
8		G+Q	permanente	Combinaisonlinéaire
9		G+Q+EX	sismique	Combinaisonlinéaire
10		G+Q-EX	sismique	Combinaisonlinéaire
11		G+Q+EY	sismique	Combinaisonlinéaire
12		G+Q-EY	sismique	Combinaisonlinéaire
13		G+Q+1.2EX	sismique	Combinaisonlinéaire
14		G+Q-1.2EX	sismique	Combinaisonlinéaire
15		G+Q+1.2EY	sismique	Combinaisonlinéaire
16		G+Q-1.2EY	sismique	Combinaisonlinéaire
17		0.8G+EX	sismique	Combinaisonlinéaire
18		0.8G-EX	sismique	Combinaisonlinéaire
19		0.8G+EY	sismique	Combinaisonlinéaire
20		0.8G-EY	sismique	Combinaisonlinéaire

tableauxde Combinaisons de cas:2 - Cas: 7A20 : Valeurs: 1

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaisonlinéaire	ELU	permanente	$(2+1)*1.35+3*1.50$
8 (C)	G+Q	Combinaisonlinéaire	ELS	permanente	$(2+3+1)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+5+1)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+5*-1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+6+1)*1.00$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+6*-1.00$
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+5*-1.20$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+6*1.20$
16 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+3+1)*1.00+6*-1.20$
17 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+1)*0.80+5*1.00$
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaisonlinéaire	ELU	sismique	$(2+1)*0.80+5*-1.00$
19 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+1)*0.80+6*1.00$
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaisonlinéaire	ACC	sismique	$(2+1)*0.80+6*-1.00$

Etages:1: Etages: 1

Etage	Nom	Liste	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	3A5 7A33 39 40 42A57 75A77 105A112 114 115 120 121 125 265 316A351 353 355 356 359A362 367A372 374 376 377	20,10	10,20	1,01	0,51
2	Etage 2	666A713 954A971 1080A1082 1098	20,10	10,20	1,01	0,51
3	Etage 3	714A761 972A989 1083A1085 1099	20,10	10,20	1,01	0,51
4	Etage 4	762A809 990A1007 1086A1088 1100	20,10	10,20	1,01	0,51
5	Etage 5	810A857 1008A1025 1089A1091 1101	20,10	10,20	1,01	0,51
6	Etage 6	858A905 1026A1043 1092A1094 1102	20,10	10,20	1,01	0,51
7	Etage 7	906A953 1044A1061 1095A1097 1103	20,10	10,20	1,01	0,51
8	Etage 8	218A253 255 257 258 260A263 267 268 364A366 1062A1079	20,10	10,20	1,01	0,51

Etages:1: Total: 1

	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex2 [m]	ey2 [m]
Cas 1 PP	767529,15	10,05 5,13 12,21	53088655,46	73731183,48	36439565,39	0,0	0,0
Cas 2 G	767529,15	10,05 5,13 12,21	53088655,46	73731183,48	36439565,39	0,0	0,0
Cas 3 Q	767529,15	10,05 5,13 12,21	53088655,46	73731183,48	36439565,39	0,0	0,0
Cas 4 Modale	897578,87	10,07 4,45 13,16	64954068,64	95328696,13	50818678,12	0,0	0,0
Cas 5 EX	897578,87	10,07 4,45 13,16	64954068,64	95328696,13	50818678,12	0,0	0,0
Cas 6 EY	897578,87	10,07 4,45 13,16	64954068,64	95328696,13	50818678,12	0,0	0,0

Flèches maximales - Cas: 1A3 5A20 : Extrêmes globaux: 1

- Cas: 1A3 5A20

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,2	0,1
Barre	671	237	242
Cas	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0,0	-0,2	-0,1
Barre	965	249	226
Cas	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	7 (C)
Mode			

Réactions Repère global - Cas: 1A3 5A20 : Extrêmes globaux: 1

Repère global - Cas: 1A3 5A20

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	71,42	58,16	969,22	130,31	70,53	1,40
Noeud	21	27	13	27	21	17
Cas	13 (C) (CQC)	6	7 (C)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode		CQC				
MIN	-68,40	-84,59	0,0	-92,15	-69,83	-1,89
Noeud	27	27	5	19	27	21
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	1	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)
Mode						

chapitre V:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferraillage de portique:**V.1- Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux), et d'éléments Horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques tout calcul est fait à l'aide du logiciel **robot**

V.2- Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments Structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

➤ **Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points D'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en Flexion composée.

Les combinaisons des charges appliquées sont :

- Sollicitations du premier genre (situation durable) : $1,35.G + 1,5.Q$

$G + Q$

- Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $0,8.G \pm E$

$G + Q \pm 1,2.E$

Sachant que;

- La combinaison ($0,8.G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment

Correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction Maximale).

- La combinaison ($G+Q \pm 1,2.E$) donne un effort normal maximal et un moment

Correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de Compression maximale).

➤ **Poutres**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, Leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts Normaux très faibles.

- Les combinaisons des charges appliquées sont :

Sollicitations du premier genre (.situation durable) : $1,35.G + 1,5.Q$

$G+Q$

- Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $0,8.G \pm E$

$G+Q \pm E$

Sachant que;

- La combinaison ($0,8.G \pm E$) donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.

- La combinaison ($G+Q \pm E$) donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.

➤ Sollicitations maximales adoptées :

Tableau(V.1) : Sollicitations maximales

CONBI	SOLLICI		ELU	ELS	G+Q+1.2E	0,8G+E
POTEAUX	M(Kn.m)		17,79	12,95	29,95	25,34
	N(Kn)		541,77	395,78	454,57	335,59
	T(Kn)		11,45	8,33	20,68	16,13
POUTRE.S	M(Kn.m)	T	16,32	11,92	11,31	7,72
		A	23,58	17,35	24,87	21,12
	T (Kn)		36,33	26,65	28,78	21,54
POUTRE.P	M(Kn.m)	T	28,15	20,49	19,47	13,06
		A	45,75	33,38	41,65	31,28
	T (Kn)		54,83	40,05	44,09	32,04

V.3- Ferrailage Portique :

V.3.1- Poutres secondaire :

En travée :

$h=35\text{cm}; d=33\text{cm} ; b=30\text{cm} ; C = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_b}, A = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s}, \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = 1 - 0,4\alpha$$

Section	M	M	α	β	A calcu (cm ²)
Travée	16,32	0,03	0,038	0,98	1,45
Appui	23,58	0,043	0,054	0,054	2,09

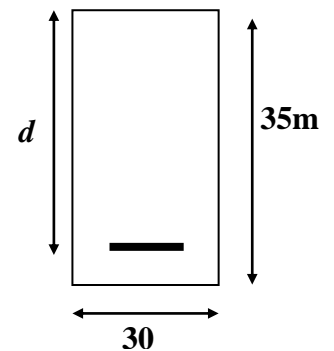


Figure V.1 : la section de les poutres

➤ Selon BAEL 91 :

$$A=A'=\max(4\text{cm}^2, 0,2\% B = 2,1 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

➤ Selon R.P.A :

• Armatures longitudinales :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Selon le RPA 99 :

max

$$A = \begin{cases} 4\%.b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%.b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,5\%.B = 5,25 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.30.33. \frac{2,1}{400} = 1,159\text{cm}^2.$$

• **Vérification des contraintes**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ (acier).
- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**

➤ Position de l'axe neutre

$$D = (15.A) / b = 15.1,45 / 30 = 0,725\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2. (0,725).33 = 74,58 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,1 + \sqrt{0,725^2 + 74,58} = 7,68\text{cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} . b . Y_1^3 + 15 . A (d - Y_1)^2 = 18473,81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{11,92.10^3}{18473,81} = 0,64\text{MPa/cm}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K Y_1 = 0,64 \times 7,68 = 4,915 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{t28} = 15\text{MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Sur appui**

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{17,35.10^3}{18473,81} = 0,93\text{MPa/cm}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K Y_1 = 0,93 \times 7,68 = 7,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{t28} = 15\text{MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Section	Acalcu (cm ²)	Amin(BAEL) (cm ²)	Amin(RPA) (cm ²)	Aadopt
Travée	1,45	4	5,25	5T12 = 5.65
Appui	2,09	4	5,25	5T12 = 5.65

• **Contrainte tangentielle (BAEL91)**

$$T_{\max}^u = 36,33\text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b.d} = \frac{36330}{300.330} = 0,36\text{Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\tau_{\max} = \min \left\{ \frac{0.1f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\}$

$$\tau_{\max} = \frac{0.1 \times 25}{1.15} = 2,173\text{Mpa} \geq 0,43\text{Mpa} \text{ (condition vérifié)}$$

• **Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)**

Soit $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b.s_t} \frac{f_{et}}{\gamma_t} = \frac{\tau_{ut} - 0.3.k.f_{t28}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,43 - 0,3 \cdot 1,2,1}{0,9(1+0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,043 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{235} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,043 ; 0,051) = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

• **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : BAE L 91

$$\phi_t \leq \min(h / 35, \phi_L, b_0 / 10)$$

$$\phi_t \leq \min(350/35, 12, 300/10) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE400

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9 d = 31,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 1,02 \text{ cm}^2$$

Finalement, on prend : $A_t = 3\phi_8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification de la déformation :** (BAEL91)

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

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{M^{ser}}{10 \cdot M_0^t}$$

$$\frac{35}{430} = 0,081 > \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{430} = 0,069 > 0,0625 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{FeE} \Rightarrow \frac{5,65}{30 \cdot 33} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,005 < 0,0105$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.2- Poutres principal :

En travée :

$h=40\text{cm}; d=38\text{cm}; b=30\text{cm}; C = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_b}, \quad A = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s}, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

Section	M	μ	α	β	Acalcu (cm ²)
Travée	28,15	0,045	0,057	0,977	2,17
Appui	45,75	0,074	0,096	0,96	3,60

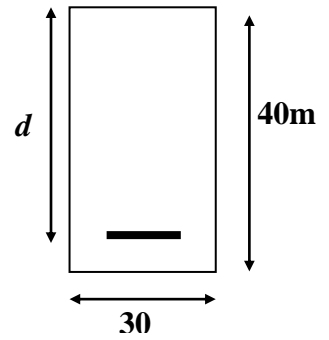


Figure V.2: la section de les poutres

➤ Selon BAEL 91 :

$$A=A'=\max (4\text{cm}^2, 0.2\% B = 2.4 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

➤ Selon R.P.A :

• Armatures longitudinales :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Selon le RPA 99 :

max

$$A = \begin{cases} 4\%.b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%.b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\min}=0,5\%.B = 6\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.30.38. \frac{2,1}{400} = 1,376\text{cm}^2.$$

• **Vérification des contraintes**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).

- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**

➤ Position de l'axe neutre

$$D = (15.A) / b = 15.2,17 / 30 = 1,085\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2. (1,085).38 = 82,46\text{cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,085 + \sqrt{1,085^2 + 85,46} = 8,06\text{cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} . b . Y_1^3 + 15 . A (d - Y_1)^2 = 29352,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{20,49.10^3}{29352,46} = 0.69\text{MPa/cm}$$

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K Y_1 = 0.69 \times 8,06 = 5,65 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{t28} = 15 \text{MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

- **Sur appui**

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{33,38.10^3}{29352,46} = 1.13 \text{MPa/cm}$$

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K Y_1 = 1.13 \times 8,06 = 9.10 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{t28} = 15 \text{MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Section	Acalcu (cm ²)	Amin(BAEL) (cm ²)	Amin(RPA) (cm ²)	Aadopt
Travée	2,17	4	6	3T12 = 6.47
Appui	3,60	4	6	3T12+2T14 = 6.47

- **Contrainte tangentielle (BAEL91)**

$$T_{\max}^u = 54,83 \text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b.d} = \frac{54830}{300.380} = 0.48 \text{Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\tau_{\max} = \min \left\{ \frac{0.1 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\}$

$$\tau_{\max} = \frac{0.1 \times 25}{1.15} = 2,173 \text{Mpa} \geq 0,48 \text{Mpa} \text{ (condition vérifié)}$$

- **Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)**

Soit $f_e = 400 \text{MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

$$\frac{A_t}{b.s_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_t} = \frac{\tau_{ut} - 0.3.k.f_{t28}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{0,48 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 2,1}{0,9(1 + 0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,014 \text{cm}^2/\text{cm}$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b.s_t} \cdot f_{et} > 0.4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{235} = 0,051 \text{cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = \max(-0,014; 0,051) = 0,051 \text{cm}^2/\text{cm}$$

s_t : L'espacement minimal.

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : BAEL 91

$$\phi_t \leq \min(h / 35, \phi_L, b_0 / 10)$$

$$\phi_t \leq \min(400/35, 12, 300/10) = 12 \text{mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{mm}$ de nuance FeE400

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9 d = 38 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,03 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,6\text{cm}^2$$

Finalement, on prend : $A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification de la déformation :** (BAEL91)

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

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{M^{ser}}{10.M_0^t}$$

$$\frac{40}{450} = 0,088 > \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{450} = 0,078 > 0,0625 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{FeE} \Rightarrow \frac{6,47}{30,38} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,005 < 0,0105$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

V.3.3- Poteaux :

Selon le tableau (V.1) on a

$$N_{\max} = 541,77 \text{ kn}$$

$$M_{corr} = 29,95 \text{ kn.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,95 \times 100}{541,77} = 5,52 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :

$$N (d - c') - M_A \leq (0,337 h - 0,81 c') b h f$$

On prend: $c' = c = 3 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = 29,95 \cdot 100 + 541,77 (20 - 3) = 12205,09 \text{ KN.cm}$$

$$541,77 (38 - 3) - 12205,09 \leq (0,337 \times 40 - 0,81 \times 3) \times 30 \times 40 \times 14,2 \times 10^{-1}$$

$$6756,86 < 64769,04 \dots \dots \dots (cv)$$

$$L_f = 0,7. L_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$L_f/h = 2,142/0,40 = 5,355$$

$$\frac{20e_1}{h} = \frac{20 \times 5.52}{40} = 2.76$$

$$L_f/h = 5,355 < \max(15; 20 e_1/h) = 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc, le calcul est comme suit:

$$M_G = N \cdot e_T = N \cdot (e_1 + e_a + e_2)$$

Selon les règles BAEL91,

e_1 : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{3.06}{250}\right) \Rightarrow e_a = 0.02m$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2(2 + \alpha\phi)}{10^4 \cdot h}$$

e_2 : excentricité de deuxième ordre. .

$$e_2 = \frac{3l_f^2(2 + \alpha\phi)}{10^4 \cdot h}$$

$$\phi = 2$$

$$\lambda = 24.73 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{24.73}{35}\right)^2} = 0.772$$

$$e_2 = \frac{3(2.142)^2(2 + 0.772 \cdot 2)}{10^4 \cdot 0.40} = 1.219cm$$

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a = 5.52 + 1.219 + 2 = 8.739cm$$

$$M_G = N \cdot e_T = 541.77 \times 8.739 = 4734.52 \text{ KN.cm}$$

$$M_A = 4734.52 + (541.77 \times 17) = 13944.61 \text{ KN.cm}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{139446.1}{14.2 \cdot 30 \cdot (37)^2} = 0.239$$

$$\mu = 0.239 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.239}) = 0.3475$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.3475 = 0.861$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{139446.1}{348 \cdot 0.861 \cdot 37} = 12.57cm^2$$

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 12.57 - \frac{541.77}{100 \cdot 348} = 1.25cm^2$$

$$A(BAEL) : \max\left\{\frac{bh}{100}; 0,23bd \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}\right\} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.45cm^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.8\% b h = 0.008 \times 30 \times 40 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_{\text{add}} = \text{Max} \{ A_{\text{calcul}}; A_{\min}(\text{BAEL}); A_{\min}(\text{RPA}) \} = 4\text{T}12 + 4\text{T}14 = 10,68 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications

• Vérification à ELS

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$$N = 541.77 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100.B + 15.A} = \frac{541.77 \times 1000}{100.120000 + 15 \times 1068} = 0.045 < 15 \text{ MPa} \dots\dots$$

Donc la section adoptée est retenue et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier σ

• Contrainte tangentielle

$$T_{\max} = 20.68 \text{ kn} = 20680 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{20680}{300.370} = 0.18 \text{ Mpa} \quad < \tau = 2,5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

• Calcul d'espacement

Selon BAEL91

$$- St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) ; \text{ soit : } St = 20 \text{ cm};$$

Selon RPA99, (Zone IIa)

$$- \text{En zone nodale : } St \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm};$$

$$- \text{En zone courante : } St \leq 15\phi_1 \quad St = 15 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales

Soit $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b.A_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma} = \frac{\tau_u - 0,3.k.f_{t28}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Dans le cas de flexion composée avec armatures droites :

$$k = \frac{1 + 3N_u}{B.f_{t28}} = \frac{1 + 3(541.77.10^{-3})}{1200.10^{-4} \cdot 25} = 0.87$$

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,407 - 0,3 \cdot 1,24 \cdot 2,1}{0,9(1-0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{400} = -0,035 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{400} = 0,03 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,035; 0,03) = 0,03 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

La section d'armatures transversales : $A_t = S_t \cdot 0,03 = 20 \cdot 0,03 = 0,6 \text{ cm}$

- De point de vue RPA99 (Art-7.4.2.2),

λ_g : Élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \text{ ou}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{30} = 0,0714$$

Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit

$$\frac{A_t}{A_t \cdot b} = 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35$$

$$\max\{A_{\tau \text{BAE}} ; A_{\text{IRPA}}\} = \max(0,6; 1,35)$$

$$A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}$

chapitre VI:

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 FONDATION :**1.Introduction:**

La fondation c'est un élément de l'infrastructure et pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

- **Capacité portante**

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

γ : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

N_{γ}, N_q, N_c : Facteurs de portance dépendant de ϕ

Pour une semelle carrée

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\left(0,4 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c N_c \right) \right]$$

Avec,

$$\gamma = 1,75 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0,18 \text{ bar}$$

$$\phi_u = 25^\circ \Rightarrow N_{\gamma} = 8,10, \quad N_q = 10,7, \quad N_c = 20,7$$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle (1,5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q_{adm} (bars)
1,00	2,66

2. Pré-dimensionnement

Condition :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{30} = 1.33 \Rightarrow A = 1.33B$$

On suppose une valeur $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2,66 \text{ bars}$

Vérification des dimensions proposées

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{395,78}{26,6 \times 1,33}} = 3,34m$$

On adopte, $A = 4,44 \text{ m}$, $B = 3,34 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0,76m \text{ , on prend } d_a = 0,76 \text{ m}$$

D'où,

$$d_b \leq A - a = 4,04m$$

Donc, $d_b = d_a + 1cm = 77 \text{ cm}$

Avec un enrobage : $C = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 81cm$

Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend $h_1 = \frac{h_t}{2} = 40,05cm$

3. Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E)

$$N = 335,59 \text{ KN}$$

$$M = 25,34KN.m$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{tot} = (h_t - h_1) \left[\left(\frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left(\frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 6,05m^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot [V_t + (D - h_t)(AB - ab)] = 23,527KN$$

Poids semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b \cdot [(A.B.h_t) - V_t + (D - h_t).a.b] = 15,794KN$$

$$N_{\text{tot}} = N + 0.8(N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}}) = 335,59 + 0,8(15,79 + 23,52) = 367 \text{ KN}$$

$$\text{Alors, } \frac{25,34}{335,59} = 0,075m \leq \frac{B}{4} = 0,803m \dots \text{C.V}$$

La semelle est stable.

4. Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 454,57 \text{ KN}$$

$$M = 29,95 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}} = 454,57 + 15,794 + 23,527 = 493,89 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,95}{454,57} = 0,065m \leq \frac{B}{6} = 0,55m \dots \text{C.V}$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{454,57}{14,82} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,065}{3,34} \right) = 34,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{454,57}{14,82} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,065}{3,34} \right) = 34,25 \text{ KN/m}^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

5. Contrainte moyenne

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 34,25 + 34,25}{4} = 34,25 \text{ KN/m}^2$$

Vérification

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1,5 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow 3,34 \leq 1,5 \cdot 2,66 = 3,99 \text{ bars} \dots \text{C.V}$$

6. Ferrailage (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 541,77 \text{ KN}$$

$$M = 17,79 \text{ KN}$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{\text{tot}} = 541,77 + 1,35(15,794 + 23,527) = 594,85 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N} = \frac{17,79}{541,77} = 0,032 < \frac{B}{24} = 0,139m$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_s}, \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s}$$

$$D'o\grave{u}, N' = N_{uot} \cdot \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 594.85 \cdot \left(1 + \frac{3.0,032}{3.34}\right) = 611,94KN$$

$$A_b = \frac{611,94(334 - 30)}{8.77.34,25} = 8,81cm^2$$

$$A_a = \frac{611,94(444 - 40)}{8.76.34,25} = 11,87cm^2$$

Comme la fissuration est pr\u00e9judiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10% , selon les r\u00e8gles BAEL91.

$$A_b = 8,81.1,10 = 9,691cm^2$$

$$A_a = 11,87.1,10 = 13,05 cm^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_A = 14HA12 = 15.82 cm^2 \quad (e=25cm)$$

$$A_B = 15HA12 = 16.95 cm^2 \quad (e=30cm)$$

7. Longueur des barres et leur mode d'ancrage

Pour d\u00e9terminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1,6 \quad \dots \text{Barres HA}$$

$$\phi = 12mm$$

$$l_s = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{400}{0,6.1,6^2.2,1} = 37,20cm$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{334}{8} \leq l_s \leq \frac{334}{4} \Rightarrow 41,75 \leq l_s \leq 83,5cm \quad \dots C.V$$

Finalement, les barres doivent \u00eatre prolong\u00e9es jusqu'aux extr\u00e9mit\u00e9s de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.2. Longrine

1.Introduction

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

2.Pré-dimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) , les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 35) cm²

3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site S₂) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

4.Ferraillage

Les armatures longitudinales sont données par :

Etat limite ultime

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

On a : $N_u = 541,77 \text{ KN}$ (Descente des charges).

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{541,77}{15.34,25} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = 1,05 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{B \cdot f_{ij}}{f_e} = \frac{30.35.2,1}{400} = 5,513 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec, $N_{\text{ser}} = 64,514 \text{ t}$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{395,78}{15.34,25} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A_r \geq 0,6\% \cdot B = 0,006.35.30 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = \max \{ A_u; A_s; A_r \} = 6,30 \text{ cm}^2$

$$6T12=6.78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ $A_t = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement

$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm}; 15\phi_t \} = \{ 20 \text{ cm}; 18 \} ;$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Remarque : le ferrailage des longrines est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

Conclusion

L'étude est faite pour un bâtiment destiné à l'usage d'habitation composé d'un (RDC + 7 étages), qui a été contreventé par des portiques auto-stables (poteaux-poutres) .

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en matière de calcul des structures , en utilisant les méthodes de calcul courantes et aussi d'introduire des nouvelles méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis , et cela par l'exploitation du logiciel Robot qui représente est un moyen très fiable et rapide .

, et cela par l'utilisation de logiciel AutoCad pour le dessin des plans de coffrages et ferrailage , qui de minimise le temps de réalisation et la possibilité de rectification rapide des fautes .

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages contreventé par des portiques auto-stables dans une région classée en zone sismique IIa selon le RPA99. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), pour l'étude et le ferrailage des éléments résistants de la structure (les poteaux, les poutres et les fondations.)

Mots clés: Bâtiment d'habitation, béton armé, portique auto-stable, zone sismique IIa, RPA99(V2003), BAEL91

ملخص:

مشروعنا عبارة عن دراسة بناية سكنية ذات جهاز صد متكونة من اطارات مستقرة ذاتيا من الخرسانة المسلحة، و البناية متواجدة بمنطقة زلزالية II-a حسب RPA99 ، ولتسليح العناصر الأساسية للبناية (أعمدة، روافد و أساسات) إستعملنا قواعد الحساب التالية RPA99 و BAEL91

الكلمات المفتاحية:

بناية سكنية، خرسانة مسلحة، اطارات مستقرة ذاتيا، منطقة زلزالية II-a، RPA99، BAEL91

Abstract:

This project presents a detailed study of a building for use as dwelling made up of (R+07) stages braced by self-stabilizing gables in an area classified in seismic zone IIa according to RPA99. We use the settlement of calculation and checking of the reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91), for the study and the reinforcement of the resistant elements of the structure (posts, beams and foundations.)

Key words: apartment building, reinforced concrete, self-stabilizing gantry, seismic zone IIa, RPA99(V2003), BAEL91

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

1. BAEL99 : Béton armé aux états limites
2. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
3. DTR B.C. 2
- .2 : Charge permanentes et charge d'exploitation
4. RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

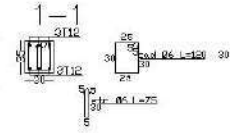
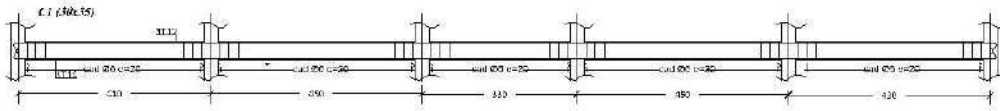
Cours :

5. Béton armé
6. Dynamique des structures
7. Résistance des matériaux

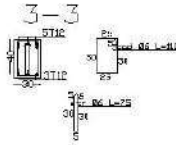
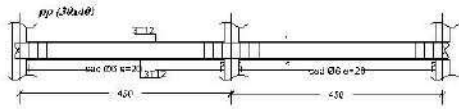
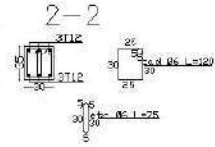
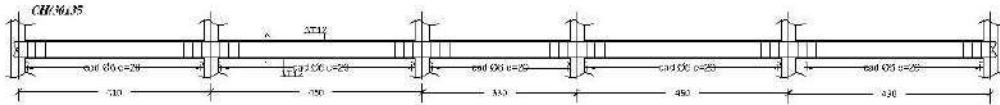
Logiciels et programmes :

- AUTO CAD 2014
- EXCEL 2007
- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2009
- WORD 2007

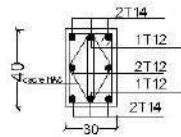
FERRAILLAGE LONGRINES



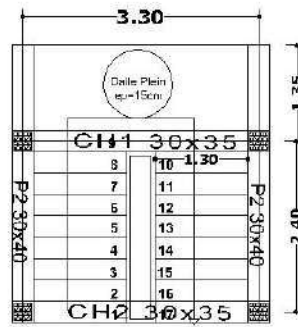
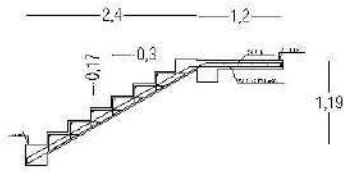
FERRAILLAGE POUTRES ET CHAINAGES

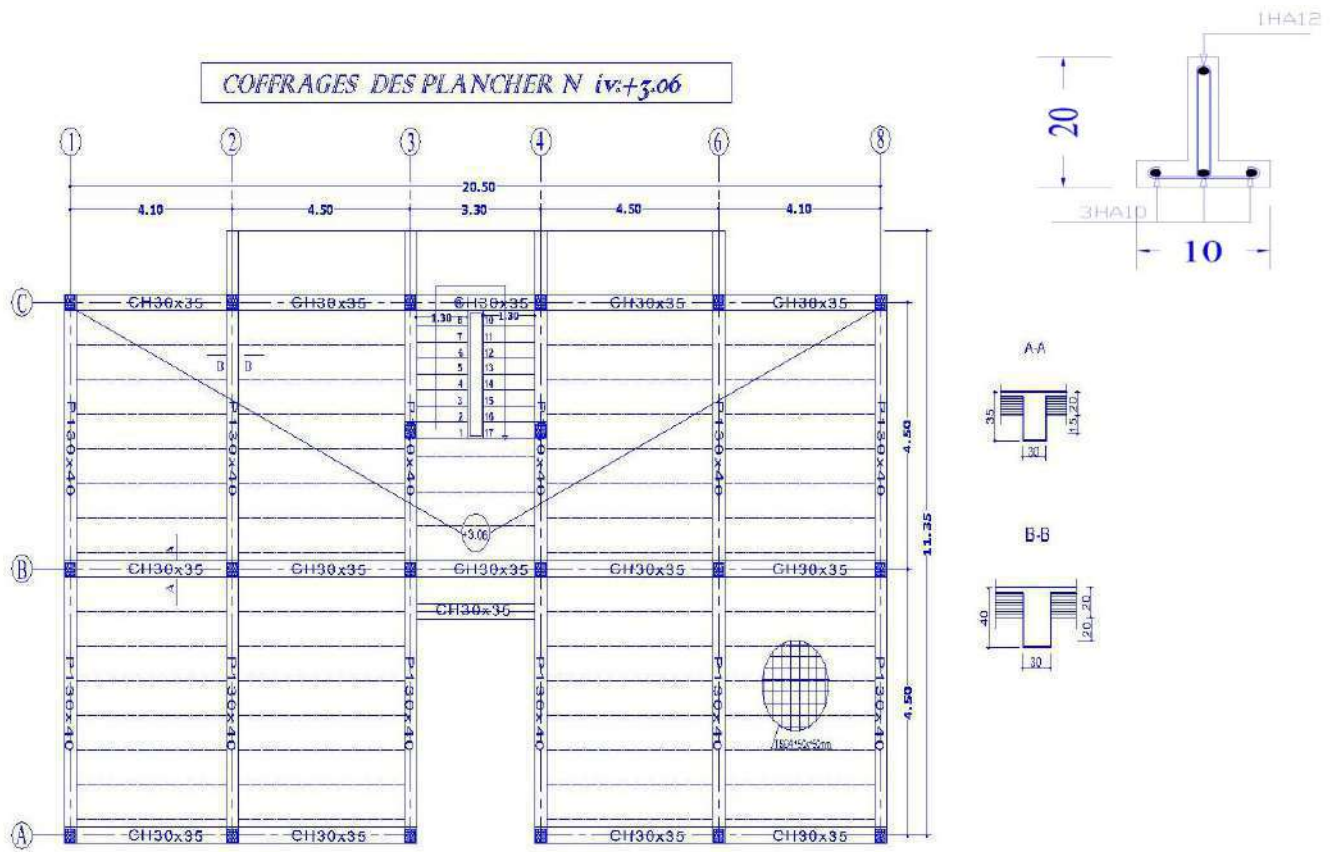


FERRAILLAGE DE POTEAUX

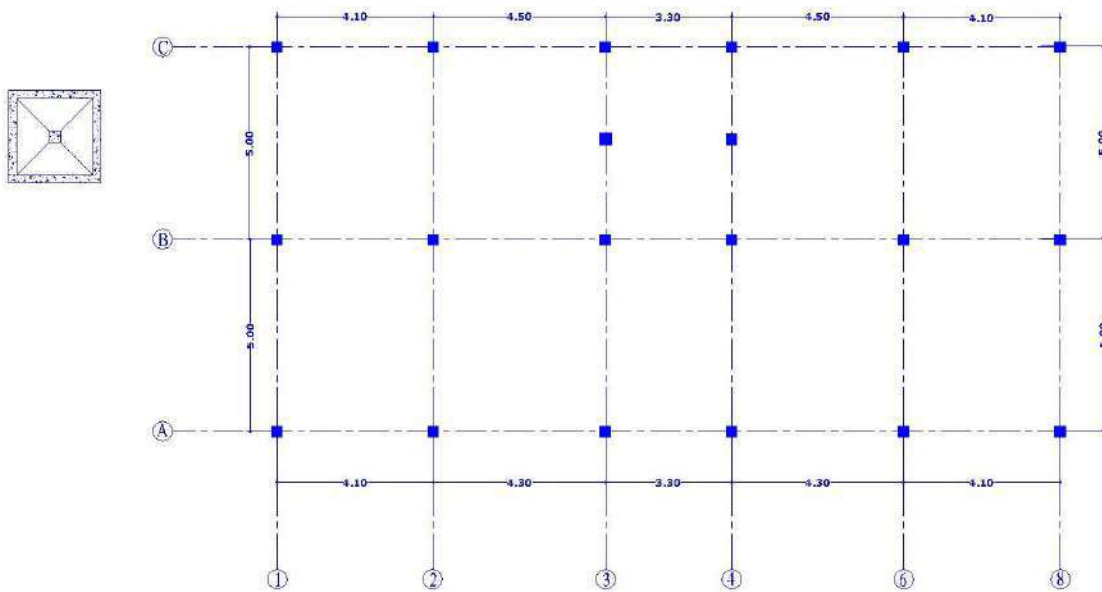


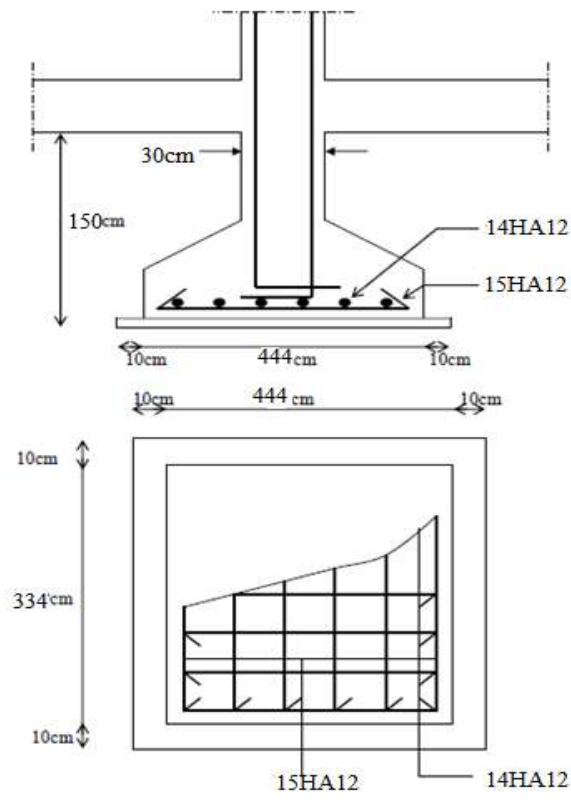
DETAIL D'ESCALIER





POSITION POTEAUX





Ferrailage de fondation