

الشعبية الديمقراطية الجزائرية الجمهورية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khidar -Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

Référence :



جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع :

Mémoire de Master 2ième année

OPTION : structure

THÈME :

**Étude D'un Bâtiment (R+8) À Usage
D'habitation À Contreventement Mixte
(Portique + Voile) Implanté À SÉTIF**

Étudiante :

LAID Halima

Encadreurs :

BELKACEM Mounia

PROMOTION : JUILLET 2019

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le Courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération Particulière que nous remercions notre promoteur : Mme BELKCEM.Mounia, pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥♥ Ma chère mère ♥♥

À mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.

À mes chers frères : HOUSSIN et HASSEN

À mes chères sœurs : SAMIRA et FATIMA

et mon cœur : SISA

À toutes ma famille LAID et SOUISI

*À toutes les étudiants du 2 années master en Génie Civil structure
(année universitaire 2018/ 2019)*

Et tous qui j'ai les oubliés d'écrire, ils sont toujours dans mon cœur.

Halima laid

Résumé :

Ce projet de fin d'études consiste aux calculs et vérifications dans le sens de génie civil (ELU et ELS) selon la réglementation en vigueur à savoir le DTR C2.2, le RPA99, RNV99, et BAEL91 d'une structure en béton armé.

L'ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation, de grande hauteur dans une zone sismique, a été conçue selon des dispositifs constructifs complémentaires à la vérification de la stabilité.

Le logiciel ROBOT à été utilisé pour déterminer les forces sismique ainsi dans les sollicitations agissant sur le bâtiment) vu la complexité de notre structure, le reste de calcul depuis la descente de charge jusqu'au calcul de ferrailage a été effectué manuellement selon les méthodes de résistances des matériaux et les règlements de calcul nécessaires.

ملخص:

يتكون مشروع السنة النهائية هذا من العمليات الحسابية والتحققات بمعنى الهندسة

و RPA99 و DTR C2.2 وفقاً للوائح المعمول بها وهي (ELU و ELS) المدنية

لهيكل خرسانة مقوى BAEL91 و RNV99

الهيكل عبارة عن مبنى سكني ، شاهق في منطقة زلزالية ، وقد تم تصميمه

للأجهزة البناء المكملة للتحقق من الاستقرار وفقاً

تم استخدام برنامج ROBOT لتحديد القوى الزلزالية بالإضافة إلى الضغوط التي

تحدث على المبنى ، نظراً لتعقيد هيكلنا ، تم إجراء بقية الحساب من نزول الحمل إلى

حساب التعزيز يدوياً وفقاً لطرق مقاومة المواد وقواعد الحساب اللازمة.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE	
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1 Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I-3- Conception:	02
I.4- Caractéristiques des matériaux :	04
I.4.1 Béton	04
I.4.2. Aciers	05
I.5 Règlements d'étude	05
CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge	
II.1 Introduction	07
II-2-Pré-dimensionnement des éléments	07
II.2.1 Les planchers	07
II.2.2 Balcon	08
II. 2.3. L'acrotère	08
II.2.4 L'escalier	09
II.2.5 Pré dimensionnement des poutres	10
II.2.8. Pré dimensionnement des voiles	11
II.2.9 Pré dimensionnement des poteaux	12
II.10 Descente des charges	14
II.10.1 Introduction	14
II.10.2 Evaluation des charges appliquées	15
II. 10.3 Plancher terrasse inaccessible	15
II.10.4 Plancher étage courant à usage d'habitation	16
II.10.5 Balcon terrasse:	17
II.10.6 Balcon étage	17
II 10.6 L'acrotère	18
II.10.7 L'escalier	19

II.10.8 Murs extérieurs.....	20
II.11 Descente des charges sur poteau rectangulaire central (B-3)	20
II. Descente des charges sur le poteau de rive (A-3).....	26
II Descente des charges sur le poteau de d'angle (A-4).....	30
CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	
III.1 Introduction.....	35
III.2 Études de plancher	35
III.3 Calcul d l'acrotère	55
III.4 Calcul de balcon	60
III.1 Calcul des escaliers	67
3.1.2 calcul de la poutre palière	73
CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE	
IV.1.Introduction.....	80
IV.2.Objectif de l'étude dynamique	80
IV. 3.Analyse de la structure.....	86
IV.4.Distribution des Forces Sismiques	91
IV.5 Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur	97
IV.6. Vérification des déplacements.....	99
IV.7.Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	101
IV.8.Vérification au renversement.	103
IV.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure:.....	105
IV.10 : conclusion.....	107
Chapitre V : ÉTUDE DE VENT	
V.1 . Introduction.....	109
V.2 .Généralités et définitions	109
V.3 .Application de RNV 99	110
V.4. Choix du sens du vent.....	120
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS	
VI. Introduction	122
VI.1.Calcul du ferrailage des poteaux	122
VI.2 .Ferrailage des poutres	133
VI.3.Ferrailage du voiles pleins	140
CHAPITRE VII : INFRASTRUCTURE	
VII.1.Introduction	151
VII.2.Calcul des fondations	151

VII.3 Calcul de Radier	153
VII.3.1.Ferraillage du radier:	158
VII.4 Étude de la nervure.....	163
VII. 4.1Ferraillage de la nervure.....	165
CONCLUSION GENERALE	

Notations

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton

σ_{st} : Contrainte admissible d'acier

σ_u : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

σ_u ; Contrainte de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

μ : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

T : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique. Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en R +8, contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

Dans ce travail nous avons suivi les étapes suivantes :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaire : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ROBOT2018 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec RPA99/2003. En fin nous avons fait un choix de fondation qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment d'habitation (R+8) à contreventement mixte. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en zone IIa wilaya de Sétif de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien (R.P.A99 version 2003).

I.2. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un R^éz de chaussée et 7 étages identiques.

Le bâtiment a les caractéristiques suivantes:

- La hauteur d'étage = 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : $h = 28.14$ m.
- Longueur totale de bâtiment : $l = 25.6$ m.
- Largeur du bâtiment : $b = 11.80$ m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Configuration régulière en plan.
- Données du site :
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (02).
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.5$ bars.

I-3- conception:

I-3-1 - le contreventement:

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles .

I-3-2 - plancher:

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I-3-3 - maçonnerie:

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de 15 cm d'épaisseur et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

I-3-4 - revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

I-3-5 - escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I.4- Caractéristiques des matériaux :

Pour la composition du béton en propose la composition moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage de ciment permettant d'obtenir des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPA.

Type	Utilisation	Ciment (kg)	Gravier (l)	Sable (l)	Eau (l)
1	Béton de propreté	250	710	720	200
2	Béton pour forme de pente	300	730	660	180
3	Ouvrages en béton armé	400	750	610	185

Le bâtiment sera réalisé en béton armé de poids volumique de 25 kN/m³. Le béton et l'acier possèdent les caractéristiques suivantes :

I.4 1 Béton :

- Le béton est dosé en 350 kg/m³ en ciment CEM II-CPJ 42,5.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa.
- La résistance en compression de calcul à l'ELU : $f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \gamma_b$.
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b = 1,5$) et la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures ($\theta = 1$) ; $f_{bu} = 14,2$ MPa.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_b = 1,15$) et la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure ($\theta = 0,85$) ; $f_{bu} = 21,8$ MPa
- La contrainte tangentielle limite à l'ELS dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b 1,5$) et pour des armatures droites et fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite de compression à l'ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15$ MPa.

Le module de déformation longitudinale différée à 28 jours $E_{v28} = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10\ 819$ MPa.

Le module de déformation longitudinale instantanée à 28 jours

$$E_{i28} = 11\ 000 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 32\ 164 \text{ MPa.}$$

- Le coefficient de Poisson :
 - à l'ELU : $\nu = 0$.
 - A l'ELS : $\nu = 0,2$.
- Le module de déformation transversale différée à 28 jours : $G_{v28} = E_{v28} / 2 (1 + \nu)$;

- à l'ELU : $G_{v28} = 5\,409$ MPa.
- à l'ELS : $G_{v28} = 4\,508$ MPa.
- Le module de déformation transversale instantanée à 28 jours : $G_{i28} = E_{i28}/2(1 + \nu)$;
 - à l'ELU : $G_{i28} = 16\,082$ MPa.
 - à l'ELS : $G_{i28} = 13\,402$ MPa.

I.4.2 Acier

- Les armatures principales sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400.
- La limite de la limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa.
- La limite élastique de calcul à l'ELU ; $f_{su} = f_e/\gamma_s$;
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_s = 1,15$) ; $f_{su} = 348$ MPa.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_s = 1$) ; $f_{su} = 400$ MPa.
- La contrainte limite de traction à l'ELS est ;
 - Fissuration préjudiciable en infrastructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\},$$

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\varnothing \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$; $\overline{\sigma}_{st} = 202$ MPa .
 - Fissuration très préjudiciable en superstructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\},$$
- Le module d'élasticité de Yong : $E_s = 200\,000$ MPa.

I.5 RÈGLEMENTS D'ÉTUDE

Pour justifier la sécurité de l'ouvrage et de ses éléments, cette étude est élaborée sur la base des réglementations et des normes Algériennes et Internationales suivantes :

1. DTR BC 2 4.8 R.P.A. 99 version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes, désigné ci-après par RPA.
2. DTR BC 2.2 C.B.A. 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, désigné ci-après par CBA.
3. DTR BC 2.2 : Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, désigné ci-après par CPCE.
4. DTR C 2.4.7 R.N.V. 99 : Règlement Neige et Vent, désigné ci-après par RNV.
5. DTU P 18.702 BAEL 91 modifié 1999 : Règles de Calcul de Béton Armé aux États Limites, désigné ci-après par BAEL.

Chapitre II :
Pré dimensionnement et
descente de charge

II-1-Introduction :

LePré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions de la règle BAEL91 et les règles parasismiques algérienne RPA,verssion 2003

II-2-Pré-dimensionnement des éléments :

Les planchers :

Selon le BAEL91, on doit dimensionner le plancher suivant à la condition de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L = \min(L_x^{max}, L_y^{max}) \\ L = \min(4.3, 5.7) = 5.7m \\ L : \text{longueur de la poutrelle entre nus.} \end{array} \right.$$

h_t : Hauteur du plancher.

L=435 cm.

$$h_t \geq \frac{435}{22,5} = 19.33 \text{ cm} \dots\dots\dots C V.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=20

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

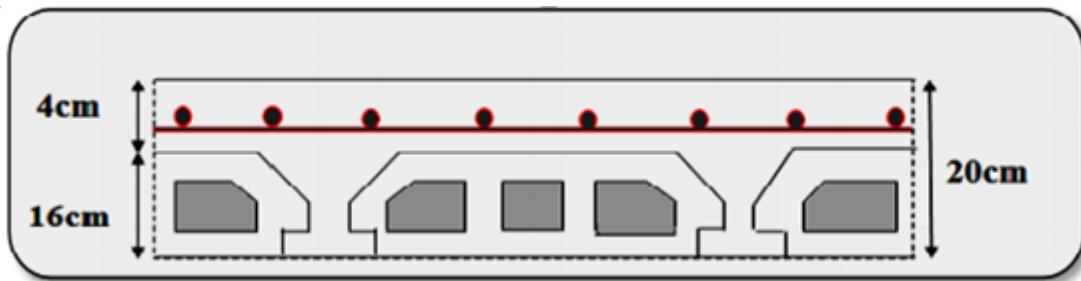


Figure II. 1: Plancher à corps creux

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$0.3 \leq \frac{b_0}{h_t} \leq 0.4 ; \quad 6\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

On prend : **b₀** = 10 cm.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivant :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

$$L_n = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

Donc on prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$

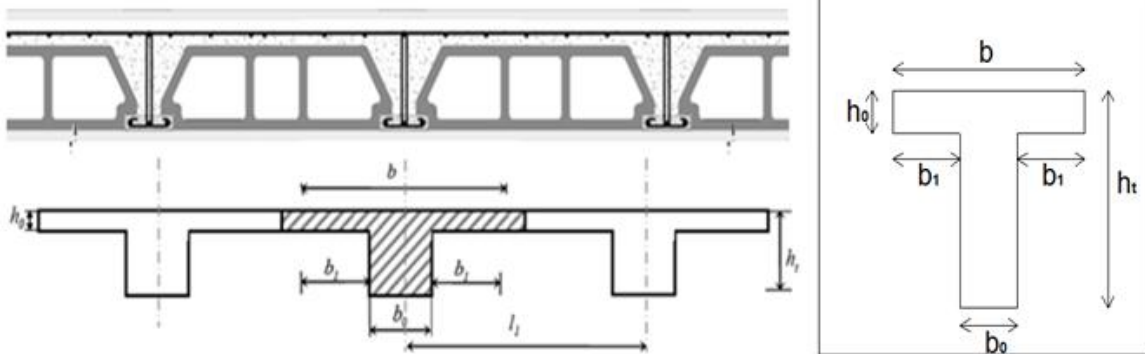


Figure II.2 : schéma des dimensions des poutrelles

Balcon :

1 balcon est constitué d'une dalle pleine, L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$L/15 \leq e \leq (L/20) + 7 \quad \text{on a : } L = 1.20 \text{ m}$$

$$8.00 \leq e \leq 13 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de : **14 cm**

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

On prend **H=60cm**

$$10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0,0685 \text{ m}^2$$

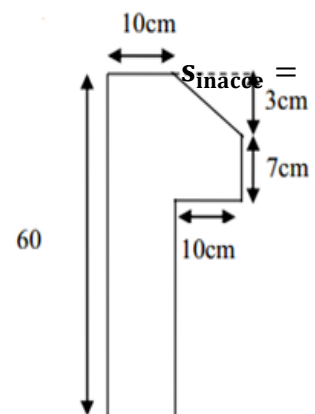


Figure II.3 : L'acrotère

Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- h : hauteur de la contre marche avec : $14 \leq h \leq 18$ (habitation)

$h = 17\text{cm}$

- g : le giron de la marche avec : $24 < g < 32$

$g = 30\text{cm}$

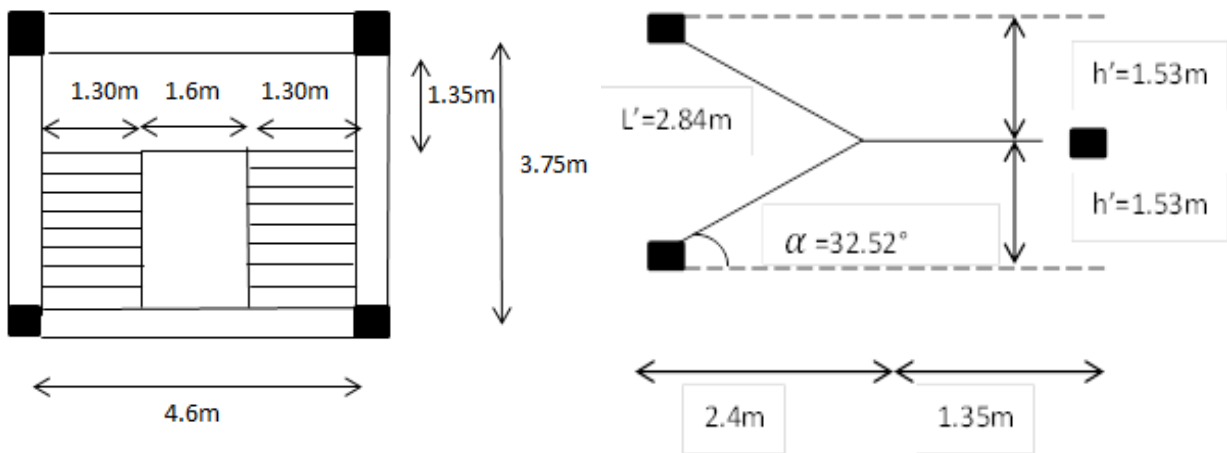


figure II.4: schéma de Les escaliers

Pour déterminer (g et h) on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivant :

$$59 \leq g + 2 * h \leq 66 \dots\dots\dots (*)$$

$$59 < 30 + 2 * 17 = 64 < 66$$

—————> L'escalier est confortable.

Hauteur : $H = 3,06 \text{ m}$

$$\text{Hauteur de la volée: } h' = \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{h}{17} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 9 contre marche.

la longueur de volée :

$$l = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l}$$

$$H = n \cdot h = 9 \times 17 = 1.53\text{m} \quad ; \quad l = 240\text{cm}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{153}{240} = 0.64 \quad ; \quad \alpha = 32.52^\circ.$$

$$\sin\alpha = \frac{153}{l} \longrightarrow l' = 284 \text{ cm}$$

- Épaisseur de la pailleasse :

La pailleasse est considérée comme un dalle simplement appuyée, on prend pour les deux éléments la même épaisseur « e » : $L=419 \text{ cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad 13.96\text{cm} \leq e \leq 20.95 \text{ cm}$$

D'où on prend $e = 16 \text{ cm}$

Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporés, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

Condition de portée (BAEL 91) : (art.B.6.5.2)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} :longueur entre nus des poutres

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

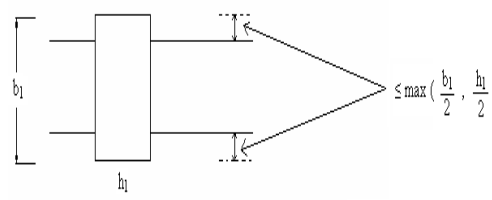
D'après le R.P.A99 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes: (Art.7.5.1,P51,RPA99).

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

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

- $h/b \leq 4.0$

- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$



Où : b : est la largeur de la poutre,

h : est la hauteur de la poutre

FigureII. 05: spécifications pour les poutre

- **Les poutres transversales (principales):**

Condition de portée (BAEL 91) :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad ; \quad L_{\max} = 520\text{m}.$$

$$h = (1/15 ; 1/10) 530 = (30; 52) \text{ cm}.$$

, On prend : **h = 45 cm**

$$b = (0,3 ; 0,4) h = (0,3 ; 0,4)45$$

$$b = (13.5 ; 18)$$

On prend : **b = 30 cm**

Condition de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 45/30 = 1.5 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section (30x45) cm

• Les poutres longitudinales (secondaires):

Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; L_{\max} = 405 \text{ cm.}$$

$$h = (1/15 ; 1/10) 405 = (27 ; 40.5) \text{ cm.}$$

on prend : h = 40 cm.

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (12 ; 16).$$

On prend : b = 30 cm.

Condition de RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1.33 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à (30x40) cm².

Les voiles:

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 du RPA99.

Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le Pré-dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition : $L \geq 4e$

Où « e » est l'épaisseur du voile. Le cas échéant, le voile n'est plus considéré comme tel, mais comme étant un élément linéaire.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité.

Dans notre projet il ya un seul cas :

$$a \geq h_e/22$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m} = 261\text{cm}$$

$$a \geq h_e/22$$

$$a \geq 261/22$$

$$a \geq 11,86$$

L'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le « RPA 99 » :

$$\text{estde : } a \geq 11,86$$

En prendre : **a= 15cm**



Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

On dimensionnée la section de poteaux par :

1) La condition de règle BAEL 91.

2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on zoneIIa

$$\text{- Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{- Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

On propose pour comme un pré dimensionnement une section de: **(40 × 50)**

a. La condition de règle BAEL 91 : (art.B.8.3)

Pour éviter le flambement des poteaux (Art 8.3.3)

$$\begin{cases} l_f = 0.70 \times l_0 \\ \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70 \end{cases}$$

- l_0 : la hauteur d'étage.

- l_f : longueur de flambement.

- $h_e = 3.06\text{m}$ pour le RDC et pour L'étage

$$l_0 = 3.06 - 0.50 = 2.56\text{m}$$

$$l_f = 0.7 \times 2.61 = 1.79\text{ m}$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$$b_i \geq 8.84 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$h_i \geq 8.84 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc on prendre une section de **(40x50)**

Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :

(en zones IIa)

Selon les règles (RPA) art (7.4.1) dans la zone **IIa** :

1. $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25\text{ cm} \Rightarrow 45\text{cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{C V}$
2. $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{H_e}{20} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 386/20 = 14.3\text{ cm} \dots\dots\dots \text{C V}$
3. $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C V}$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section **(40x 50)cm²**

Le pré dimensionnement des éléments du bâtiment sont comme suit :

Conclusion :

Eléments	Sections
	tous les étages
Poteaux	(40 x50) cm²
Poutre principale	(30x45) cm²
Poutre secondaire	(30x40) cm²
Voile	15 cm
Plancher	(16+4) cm

II-3- Descente de charge :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles)

II-3-2-Evaluation des charges appliquées :

Plancher terrasse inaccessible :

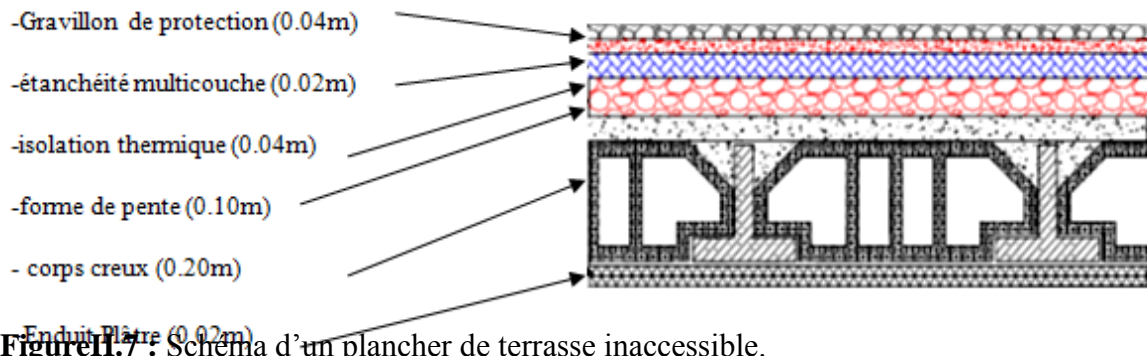


Figure II.7 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur(m)	Poids volumique en(daN/m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	500	10
3	Isolation thermique	0.04	400	16
4	Forme de pente	0.10	2200	220
5	Plancher en corps creux	0.20	/	280
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

TabII.1. Charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

$$G = 646 \text{ daN /m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN /m}^2$$

Plancher étage courant à usage d'habitation :

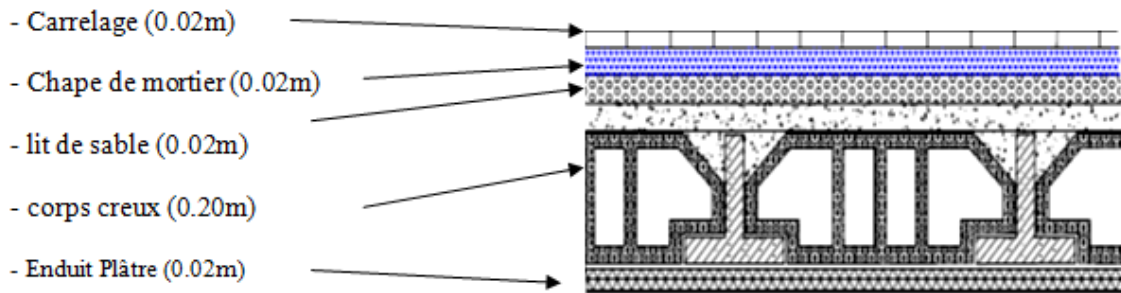


Figure II.8 : Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Description	Epaisseur (m)	Poids volumique en(daN/m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	280
5	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons légères			100

TabII.2 : charges permanents due la dalle de niveau étage courant.

G = 520 daN/m² Q = 150daN/m²

Balcon terrasse:

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	Poids surfacique (daN/m ²)
1	Gravillon protection	0.04	2000	80
2	Étanchéité multicouches	0.02	500	10
3	Isolation thermique	0.04	400	16
4	Forme de pente	0.05	2200	110
5	Plancher dalle pleine	0.14	2500	350
6	Enduit en plâtre	0.01	1000	10
<i>Charge permanente</i>			G	576 daN/m²
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	100 daN/m²

Tab II.03: Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse

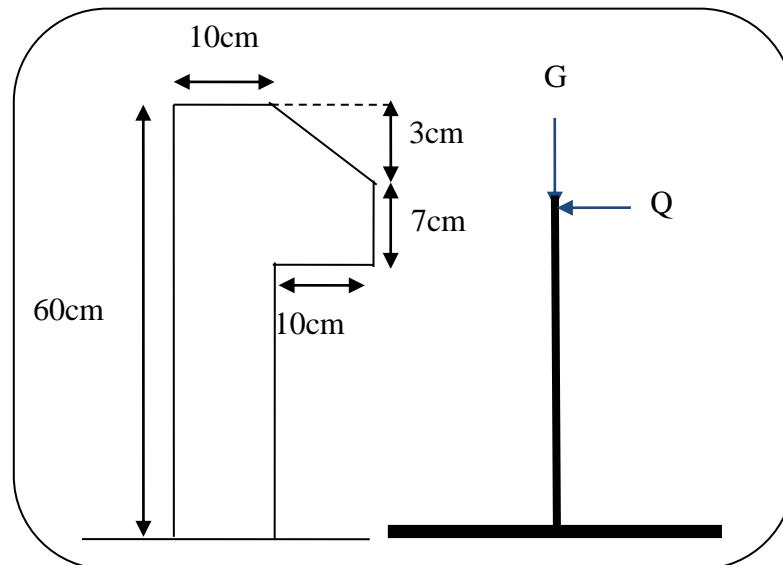
Balcon étage:

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	Poids surfacique (daN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle pleine	0.14	2500	350
5	Enduit en plâtre	0.01	1000	10
<i>Charge permanente</i>			G	480 daN/m²
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	350 daN/m²

Tab II.4: Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon étage

L'acrotère:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.



FigII.10.schéma de L'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_T = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/m}^2$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 100 \text{ daN/m}^2$$

L'escalier :

Paillasse :

	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	$0,16 / \cos \alpha$	474
Enduit ciment	2000	0,02	40

TabII.4. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.Charge permanente : $G = 785 \text{ daN/ m}^2$ Charges exploitation : $Q = 250 \text{ daN/ m}^2$

Palier :

	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,16	400
Enduit ciment	1800	0,02	36

TabII.5. Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier.Charge permanente : $G = 580 \text{ daN/ m}^2$ Charges exploitation : $Q = 250 \text{ daN/ m}^2$

Murs extérieurs:

	ρ	e	G(daN/ m ²)
Enduit extérieur	2000	0.02	40
Brique creuse	900	0.15	135
Briquecreuse	900	0.1	90
Enduitintérieur	1000	0.02	20

TabII.6.Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

G = 285daN/m².

II-5-Descente des charges :

Pour un poteau rectangulaire central(B-3) :

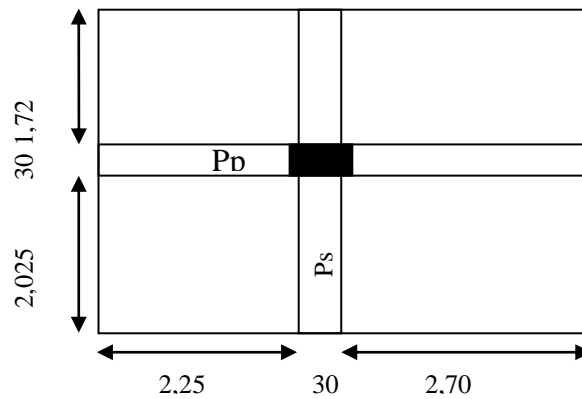
La surface afférente pour la charge permanente:

$$S_g = [(2.25+2.70) \times (2.025+1.72)] - [(0.1 \times 0.05) \times 4] = 18.50\text{m}^2$$

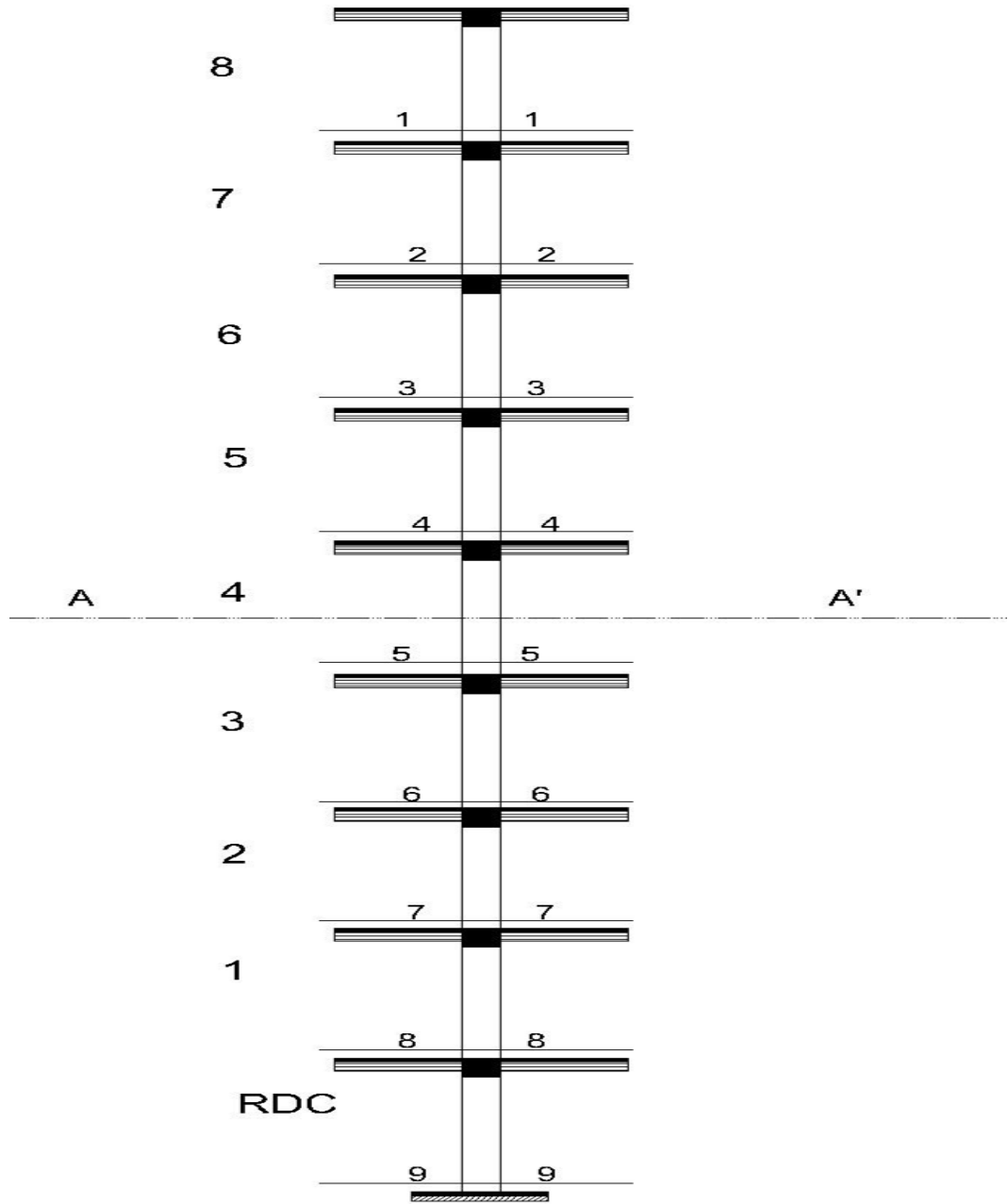
La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{q_0} = (2.25+2.70+0.30) \times (2.025+1.72+0.30) = 21.24 \text{ m}^2$$

$$S_{q_1} = 21.24 - (0.40 \times 0.50) = 21.04\text{m}^2$$



FigII.12 Coupe vertical du poteau B-3.



Niveau	Eléments	G(daN)	Q(daN)
1-1	Plancher terrasse = 6.46×18.50	119,51	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = 1×21.24		21,24
	Total	162,26	21,24
2-2	venant 1 – 1	162,26	21,24
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = 1.5×21.04		31,56
	Total	301,21	52,80
3-3	venant 2 – 2	301,21	52,80
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = $0.9 \times 1.5 \times 21.04$		28,40
	Total	440,16	81,20
4-4	venant 3 – 3	440,16	81,20
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = $0.8 \times 1.5 \times 21.04$		25,25
	Total	579,11	106,45
5-5	venant 4 – 4	579,11	106,45
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = $0.7 \times 1.5 \times 21.04$		22,10
	Total	718,06	128,55
6-6	venant 5 – 5	718,06	128,55
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	16,20	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	11,25	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	surcharge = $0.6 \times 1.5 \times 21.04$		18,94
	Total	857,01	147,50

7-7	venant 6 – 6	857,01	147,50
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	16,20	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	11,25	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	surcharge= 0.5×1.5×21.04		15,78
	Total	995,96	163,28
8-8	venant 7 – 7	995,96	163,28
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	16,20	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	11,25	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	surcharge= 0.5×1.5×21.04		15,78
	Total	1134,91	179,06
9-9	venant 8 – 8	1134,91	179,06
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	96,20	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	16,20	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	11,25	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	surcharge= 0.5×1.5×21.04		15,78
	Total	1273,86	194,84

TabII.7. Descente de charge pour poteau central.

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1273,86 + 1.5 \times 194,84 = 2011,97 \text{KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1273,86 + 194,84 = 1468,70 \text{KN}$$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

N_u doit vérifier la formule suivante

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- λ : Elancement d'EULER. $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

- A_s : Section d'acier comprimée.

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1]:

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

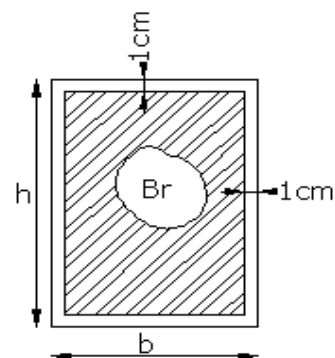
$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &< 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 &< \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 18,55$$



$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 14,84$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18,55}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.80$$

✓ Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 500}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+500)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (400 \times 500) = 1600 \text{ mm}^2$$

Alors : $A = \max (400, 1600) = 1600 \text{ mm}^2$

$$\bar{N}_u = 0.80 \times \left\{ \frac{182400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1600 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$\bar{N} = 3147,44 \text{ KN ;}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1273,86 + 1.5 \times 194,84 = 2011,97 \text{ KN}$$

→ $N_u \leq \bar{N}_u$ donc la condition vérifiée.

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
2011,97	400	1600	1600	182400	3147,44	vérifiée

a) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_d = N_{ser} = 1273,86 + 194,84 = 1468,70 \text{KN} = 1,27386 \text{MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1,27386}{0.40 \times 0.5 \times 25} = 0,2548 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (40×50) cm²

• Poteau de rive :

Pour le poteau A-3

La surface afférente est

$$S_g = [(2.70) \times (2.025 + 1.72)] - [(0.2 \times 0.05) \times 2] = 10,88 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{q_0} = (2.70 + 0.30) \times (2.025 + 1.72 + 0.30) = 12,135 \text{ m}^2$$

$$S_{q_1} = 12,135 - (0.40 \times 0.50) = 11,93 \text{ m}^2$$

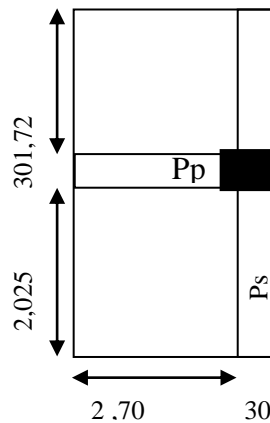


Figure Poteau de rive A-3

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)	
1-1	L'acrotère : 1.71 × 4.04 = 6.61	70,28	12,135	
	Plancher terrasse = 6.46 × 10,88			
	poutre principal = 0.30 × 0.45 × 2,5 × 25			8,44
	poutre secondaire = 0.30 × 0.40 × 3.65 × 25			10,95
	Poteau = 0.40 × 0.50 × 3.06 × 25			15,30
	surcharge = 1 × 12,135			
	Total	111.88	12,135	
2-2	venant 1 – 1	111.88	12,135	
	Plancher étage courant = 5.20 × 10,88	56,58	17,90	
	poutre principal = 0.30 × 0.45 × 4.80 × 25	8,44		
	poutre secondaire = 0.30 × 0.40 × 3.75 × 25	10,95		
	Poteau = 0.40 × 0.50 × 3.06 × 25	15,30		
	Mur extérieur :			

	$((4.04-0.4) \times 2.66)$ $\times 2.85 = 27.63$ surcharge = $1.5 \times 11,93$		
	Total	230.78	30,03
3-3	venant 2 – 2	230.78	30,03
	Plancher étage courant = $5.20 \times 10,88$	56,58	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	10,95	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $((4.04-0.4) \times 2.66) \times 2.85 = 27.63$		16,11
	surcharge = $0.9 \times 1.5 \times 11,93$		
	Total	349.68	46,14
4-4	venant 3 – 3	349.68	46,14
	Plancher étage courant = $5.20 \times 10,88$	56,58	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	10,95	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $((4.04-0.4) \times 2.66) \times 2.85 = 27.63$		14,32
	surcharge = $0.8 \times 1.5 \times 11,93$		
	Total	468.56	60,46
5-5	venant 4 – 4	468.56	60,46
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	56,58	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	10,95	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $((4.04-0.4) \times 2.66) \times 2.85 = 27.63$		12,53
	Surcharge = $0.7 \times 1.5 \times 11,93$		
	Total	587.48	72,99
6-6	venant 5 – 5	587.48	72,99
	Plancher étage courant = 5.20×18.50	56,58	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.80 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.75 \times 25$	10,95	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $((4.04-0.4) \times 2.66) \times 2.85 = 27.63$		10,74
	surcharge = $0.6 \times 1.5 \times 11,93$		
	Total	706.38	83,73
7-7	venant 6 – 6	706.38	147,50
	Plancher étage courant = $5.20 \times 10,88$	56,58	

	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	10,95	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur : ((4.04-0.4) ×2.66) ×2.85=27.63		8,95
	surcharge= 0.5×1.5×11,93		
	Total	825.28	92,68
8-8	venant 7 – 7	825.28	92,68
	Plancher étage courant = 5.20×10,88	56,58	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	10,95	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur : ((4.04-0.4) ×2.66) ×2.85=27.63		8,95
	surcharge= 0.5×1.5×11,93		
	Total	944.18	101,63
9-9	venant 8 – 8	944.18	101,63
	Plancher étage courant = 5.20×10,88	56,58	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.80×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.75×25	10,95	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur : ((4.04-0.4) ×2.66) ×2.85=27.63		8,95
	surcharge= 0.5×1.5×11,93		
	Total	1063,08	110,58

TabII.8. Descente de charge pour poteau de rive

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1063,08 + 1.5 \times 110,58 = 1601,028 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1273,86 + 194,84 = 1173,66 \text{ KN}$$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
------------	-------------------------------------	------------------------------------	------------------------	--------------------------	----------------	-----------

1601.028	400	1600	1600	182400	3147,44	vérifiée
----------	-----	------	------	--------	---------	----------

b) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_d = N_{ser} = 1273,86 + 194,84 = 1173,66 \text{KN} = 1.173 \text{MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1.173}{0.40 \times 0.5 \times 25} = 0,23 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (40×50) cm²

Pour le poteau d'angle A-4 :

La surface afférente pour la charge permanente:

$$S_g = [(2.70) \times (1.72)] - [(0.2 \times 0.1)] = 4,62 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{q_0} = (2.70 + 0.30) \times (1.72 + 0.30) = 6,06 \text{ m}^2$$

$$S_{q_1} = 6,06 - (0.40 \times 0.50) = 5,86 \text{ m}^2$$

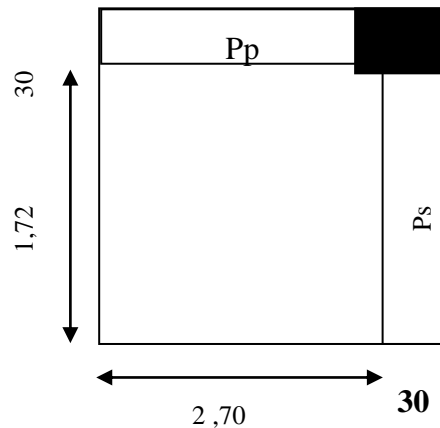


Figure poteau d'angle A-4

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	L'acrotère : 1.71×5.02 =8.59	8.59	
	Plancher terrasse = $6.46 \times 4,62$	29,85	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 2,5 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 1,62 \times 25$	4,86	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $13.2 \times 2.85 = 37.62$	37.62	6,06
	surcharge = $1 \times 6,06$		
Total		104.65	6,06
2-2	venant 1 – 1	104.65	6,06
	Plancher étage courant = $5.20 \times 4,62$	24,024	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 2,5 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 1,62 \times 25$	4,86	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $13.2 \times 2.85 = 37.62$	37.62	8,79
	surcharge = $1.5 \times 5,86$		
Total		194.89	14,85
3-3	venant 2 – 2	194.89	14,85
	Plancher étage courant = $5.20 \times 4,62$	24,024	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 2,5 \times 25$	8,44	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 1,62 \times 25$	4,86	
	Poteau = $0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	15,30	
	Mur extérieur : $13.2 \times 2.85 = 37.62$		7,911
	surcharge = $0.9 \times 1.5 \times 5,86$		
Total		285.138	22,761

4-4	venant 3 – 3	285.138	22,761
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur :13.2 ×2.85=37.62		7,032
	surcharge= 0.8×1.5×5,86		
Total	375.38	29,793	
5-5	venant 4 – 4	375.38	29,793
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur :13.2 ×2.85=37.62		6,153
	surcharge= 0.7×1.5×5,86		
Total	465.62	35,95	
6-6	venant 5 – 5	465.62	35,95
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur :13.2 ×2.85=37.62		5,27
	surcharge= 0.6×1.5×5,86		
Total	555.87	41,22	
7-7	venant 6 – 6	555.87	41,22
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	surcharge= 0.5×1.5×5,86		4,395
	Total	646.11	45,615
8-8	venant 7 – 7	646.11	45,615
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur :13.2 ×2.85=37.62		4,395
	surcharge= 0.5×1.5×5,86		
Total	736.35	50,01	

9-9	venant 8 – 8	736.35	50,01
	Plancher étage courant = 5.20×4,62	24,024	
	poutre principal = 0.30×0.45×2,5×25	8,44	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×1,62×25	4,86	
	Poteau = 0.40×0.50×3.06×25	15,30	
	Mur extérieur :13.2 ×2.85=37.62		4,395
	surcharge= 0.5×1.5×5,86		
Total	826,602	54,405	

TabII.8. Descente de charge pour poteau d'angle.

$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$
 $N_u = 1,35 \times 826,602 + 1,5 \times 54,405 = 1197,52 \text{KN}$
 $\Rightarrow N_{ser} = G + Q$
 $N_{ser} = 826.602 + 54,405 = 881,007 \text{KN}$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- γ_b : ($\gamma_b = 1,50$)

- γ_s : ($\gamma_s = 1,15$)

- f_e : ($f_e = 400 \text{MPa}$).

- f_{c28} : ($f_{c28} = 25 \text{MPa}$).

$\bar{N} = 3147,44 \text{ KN}$;

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 826,602 + 1,5 \times 54,405 = 1197,52 \text{KN}$

$N_u \leq \bar{N}$ Condition vérifié

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
1197,52	400	1600	1600	182400	3147,44	vérifiée

c) **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :**

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_d = N_{\text{ser}} = 826.602 + 54,405 = 881,007 \text{KN} = 0,881 \text{MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{0.881}{0.40 \times 0.5 \times 25} = 0,176 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (40×50) cm²

Chapitre III :
Etude des éléments
secondaires

III Éléments secondaires :

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculé et étudié les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...). Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

III.2 .Les planchers à corps creux :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- Planchers à corps creux (16+4=20cm)

Plancher = Poutrelle + Corps-creux + Dalle de compression.

III.2.2. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire. On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

Méthode forfaitaire (Art B.6.2, 210) (p : 102)

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivantes ont été vérifiées :

- ✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : $\longrightarrow (Q \leq 2G)$.
- ✓ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : $\longleftarrow \longrightarrow (I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.

- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre : $(0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25)$
- ✓ La fissuration est peu nuisible (F.P.N): $\longrightarrow (C=2 - 2,5 \text{ cm})$

- **Types des nervures :**

Notre plancher comporte deux types de poutrelles à calculer :

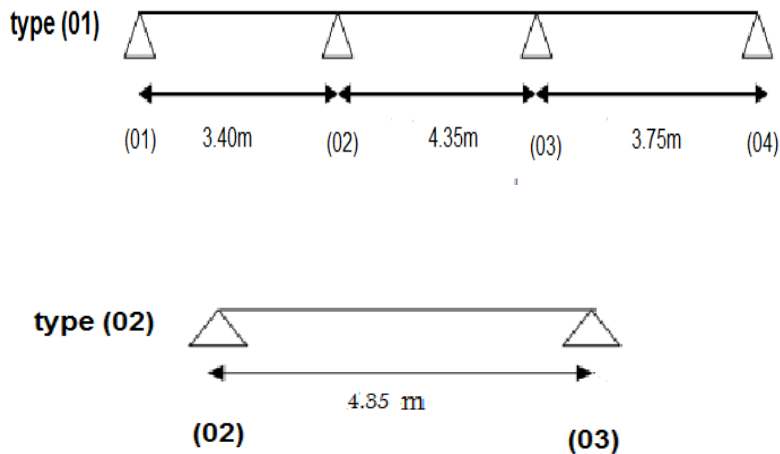
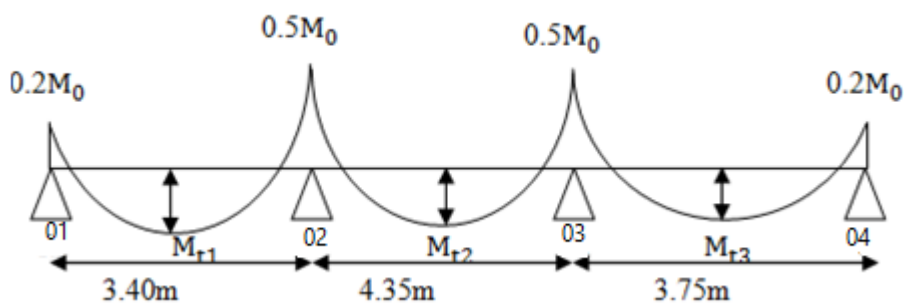


Figure (III.1) : Types des nervures

III.2.3. Détermination des sollicitations :

❖ Étude des nervures de terrasse :

Type(01) :



Figure(III.2) : diagramme de moment (type 01).

$$G= 6.46 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaisons d'Actions :**

E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 6.46) + (1.5 \times 1)) \times 0.65$$

$$P_u = 6.64 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.64 + 1) \times 0.65$$

$$P_s = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

Vérification :

- ✓ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.46 = 12.92 \text{ KN/m}^2$
- ✓ (**I= Constante**) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ✓ $(0.8 \leq \frac{340}{435} = 0.8 ; \frac{435}{375} = 1.16)$
- ✓ La fissuration est peu nuisible puisque les planches sont protégées.

Tous les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

- **Calcul :**

- α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.46} = 0,13$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1,040 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0,620 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0,520 \end{array} \right.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ **À L'E.L.U :** $P_u = 6.64 \text{ KN/ml.}$

Les moments isostatiques :

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

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

- **La travée de rive : (1-2)**

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 6.64 \times \frac{3.40^2}{8} = 9.59 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$\blacksquare M_t (1-2) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2}\right) \\ 0.62 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t (1-2) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \text{ Alors on adopte: } M_t(1-2) = 0.7M_{01} = 0.7 \times 9.59 = 6.71 \text{KN.m}$$

- **La travée intermédiaire : (2-3)**

$$M_{02} = \frac{P_u L^2}{8} = 6.64 \times \frac{4.35^2}{8} = 15.70 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$\blacksquare M_t (2-3) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.5M_o + 0.5M_o}{2}\right) \\ 0,52 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t (2-3) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,55 M_o \\ 0,52 M_o \end{array} \right.$$

Alors on adopte : $M_t (2-3) = 0.55M_{02} = 8.63 \text{KN.m}$

- **La travée de rive : (3-4)**

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 6.64 \times \frac{3.75^2}{8} = 11.67 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g+M_d}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$M_t(3-4) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.5M_o+0.2M_o}{2}\right) \\ 0.62 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t(3-4) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,7 M_o \\ 0,62 M_o \end{array} \right. \quad \text{Alors on adopte: } M_t(3-4) = 0.7M_{o1}$$

$$= 0.7 \times 11.67 = 8.17\text{KN.m}$$

	(1-2)	(2-3)	(3-4)
$M_o(\text{KN.m})$	9.59	15.70	11.67
$M_t(\text{KN.m})$	6.71	8.63	8.17

2-Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{o1}$	$0.5 M_{o1}$	$0.5 M_{o2}$	$0.2 M_{o3}$
	1.91	4.79	7.85	2.33

3- L'effort tranchant:

La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Travée (1-2)

$$T^d = -\frac{6.64 \times 3.40}{2} + \frac{4.79 - 1.91}{3.40} = -7.06 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.64 \times 3.40}{2} + \frac{4.79 - 1.91}{3.40} = 15.52 \text{ KN}$$

Travée (2-3)

$$T^d = -\frac{6.64 \times 4.35}{2} + \frac{7.85 - 4.79}{4.35} = -13.74 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.64 \times 4.35}{2} + \frac{7.85 - 4.79}{4.35} = 15.14 \text{ KN}$$

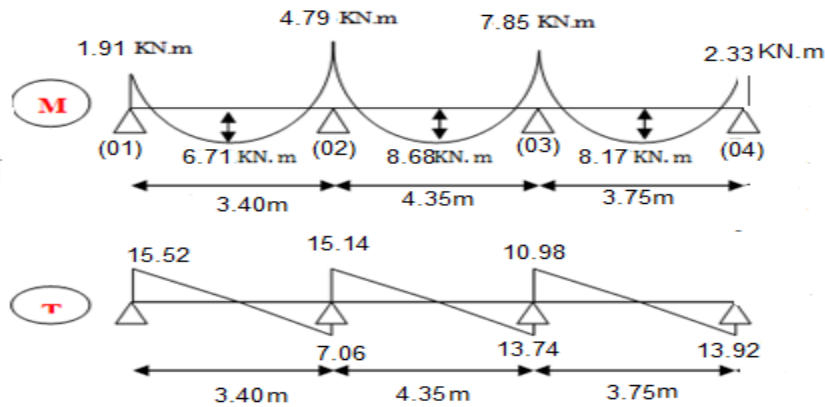
Travée (3-4)

$$T^d = -\frac{6.64 \times 3.75}{2} + \frac{2.33 - 7.85}{3.75} = -13.92 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.64 \times 3.75}{2} + \frac{2.33 - 7.85}{3.75} = 10.98 \text{ KN}$$

Tableau représentatif :

Travée	1-2	2-3	3-4
$T_d(KN)$	-7.06	-13.74	-13.92
$T_g(KN)$	15.52	15.14	10.98



Figure(III.3) : diagramme des moments et de l'effort tranchant

E.L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (6.46 + 1) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4.84 \text{ KN/ml.}$$

Vérification :

- ✓ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.46 = 12.92 \text{ KN/m}^2$
- ✓ (I= Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ✓ $(0.8 \leq \frac{340}{435} = 0.8 ; \frac{435}{375} = 1.16)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégées.
- Tous les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$P_{ser} = 4.84 \text{ KN/ml.}$$

1-Les moments En Travée :

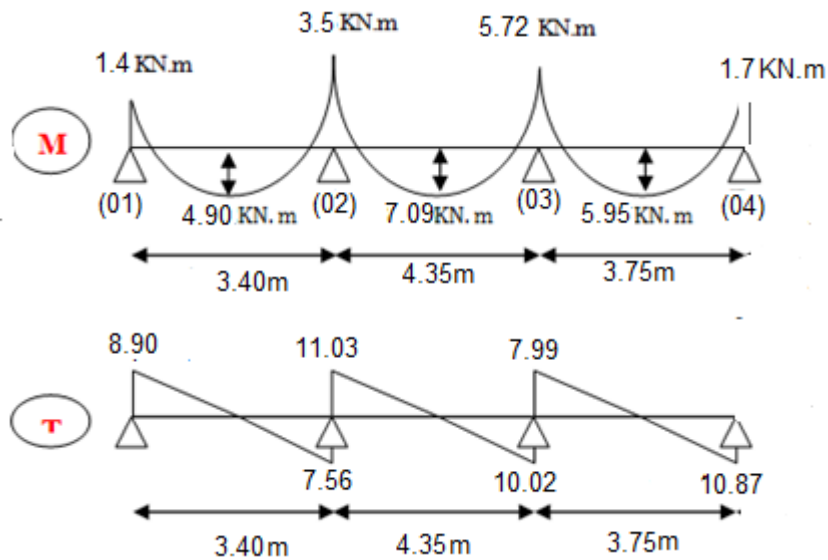
	(1-2)	(2-3)	(3-4)
$M_0(KN.m)$	7.00	11.44	8.50
$M_t(KN.m)$	4.90	7.09	5.95

2-Les moments sur Appuis :-

	1	2	3	4
$M_a(KN.m)$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{01}$	$0.5M_{02}$	$0.2M_{03}$
	1.4	3.5	5.72	1.7

3- L'effort tranchant:

Travée	1-2	2-3	3-4
$T_d(KN)$	-7.56	-10.02	-10.87
$T_g(KN)$	8.90	11.03	7.99



Figure(III.4) : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

de plancher terrasse (type1)

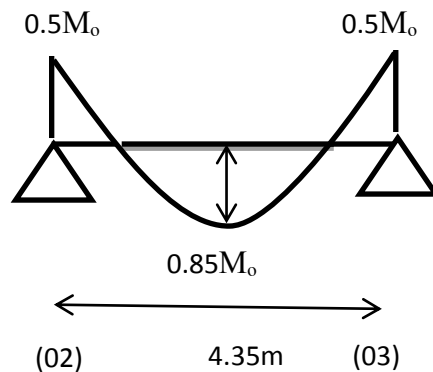
Type(02) :

1-Les moments En Travée :

✓ A L'E.L.U : $P_u = 6.64 \text{ KN/ml}$.

Les moments isostatiques :

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



Calcul de moment :

1-Les moments En Travée :

- **La travée intermédiaire : (2-3)**

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = 6.64 \times \frac{4.35^2}{8} = 15.70 \text{ KN.m}$$

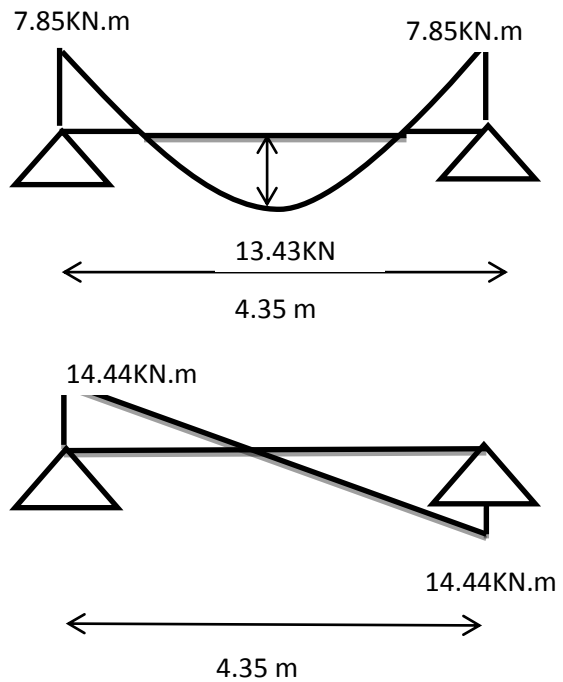
	(2-3)
M_0 (KN.m)	15.70
M_t (KN.m)	13.43

2-Les moments sur Appuis :

	02	03
M_a (KN.m)	$0.5M_0$	$0.5M_0$
	7.85	7.85

3-efforts tranchante :

Travée	2-3
T_d (KN)	-14.44
T_g (KN)	14.44



Figure(III.5) Diagramme des moments et efforts Tranchants à ELU de plancher terrasse (type 02).

AL'E.L.S:

$P_{ser} = 5.15 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

- **La travée intermédiaire : (2-3)**

$$M_0 = \frac{P_s L^2}{8} = 5.15 \times \frac{4.35^2}{8} = 12.18 \text{ KN.m}$$

	(2-3)
M_0 (KN.m)	12.18
M_t (KN.m)	10.53

2-Les moments sur Appuis :

	02	03
M_a (KN.m)	$0.5M_0$	$0.5M_0$
	6.09	6.09

3-efforts tranchante :

Travée	BC
T_d (KN)	-11.20
T_g (KN)	11.20

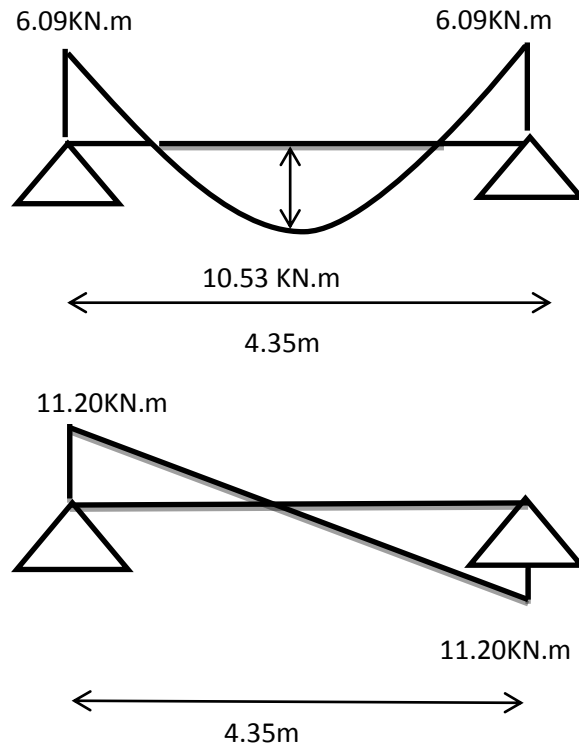


Figure (III.6) Diagramme des moments et efforts tranchants

à ELS de plancher terrasse (type2)

Etude d'étage courant :

Type(01)

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

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

• **Combinaisons d'Actions :**

E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.20) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65$$

$$P_u = 6.02 \text{ KN/ml.}$$

Vérification :

- ✓ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1.5 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 5.20 = 10.4 \text{ KN/m}^2$
- ✓ ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ✓ $\left(0.8 \leq \frac{340}{435} = 0.8 ; \frac{435}{375} = 1.16 \right)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégées.
- Tous les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

Calcul :

- α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0,22$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,22) = 1,066 \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,633 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,533 \end{array} \right.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

A L'E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.20) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65$$

$$P_u = 6.02 \text{ KN/ml.}$$

Les moments isostatiques :

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

• Calcul de moment :

1-Les moments En Travée :

	(1-2)	(2-3)	(3-4)
M_0 (KN.m)	8.70	14.24	10.58
M_t (KN.m)	6.08	7.83	7.40

2-Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4
M_a (KN.m)	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.74	4.35	7.12	2.11

3- L'effort tranchant:

Travée	1-2	2-3	3-4
T_d (KN)	-9.46	-12.43	-12.63
T_g (KN)	11	13.75	9.96

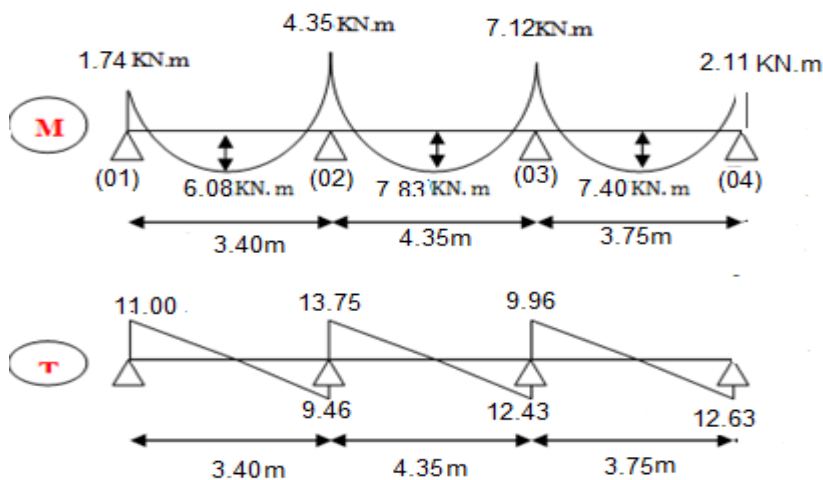


Figure (III. 7) Diagramme des moments et efforts

tranchants à ELU de plancher étage courant (type1)

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.20 + 1.5) \times 0.65$$

$$P_s = 4.35 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.20 + 1.50) \times 0.65$$

$P_{ser} = 4.35 \text{ KN/ml}$.

Vérification :

- ✓ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1.50 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 5.20 = 10.40 \text{ KN/m}^2$
- ✓ ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ✓ $\left(0.8 \leq \frac{340}{435} = 0.8 ; \frac{435}{375} = 1.16 \right)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégées.
- Tous les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$P_{ser} = 4.35 \text{ KN/ml}$.

1- Les moments En Travée :

	(1-2)	(2-3)	(3-4)
$M_0(\text{KN.m})$	6.28	10.29	7.65
$M_t(\text{KN.m})$	4.49	6.37	5.48

2- Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2 M_{01}$	$0.5 M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.2 M_{03}$
	1.26	3.14	5.14	1.53

3- L'effort tranchant

Travée	1-2	2-3	3-4
$T_d(\text{KN})$	-6.84	-6.00	-12.63
$T_g(\text{KN})$	7.94	9.92	9.96

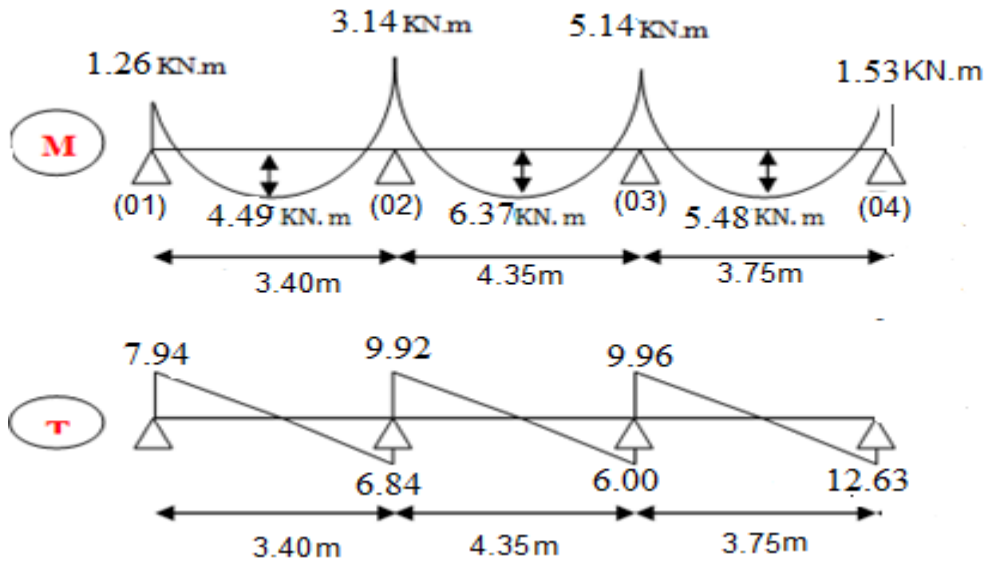


Figure (III. 8) Diagramme des moments et efforts tranchants

à ELS de plancher étage courant (type1)

Type(02):

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

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

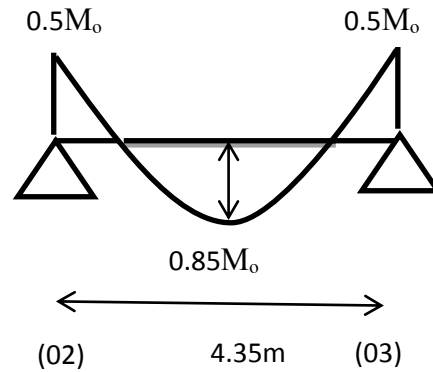
A L'E.L.U : $P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.20) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65$

$P_u = 6.02 \text{ KN/ml.}$

1-Les moments En Travée :

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 6.02 \text{ KN/m}$

	(2-3)
$M_0(\text{KN.m})$	14.24
$M_t(\text{KN.m})$	12.10



2-Les moments sur Appuis :

	02	03
$M_a(\text{KN.m})$	$0.5M_0$	$0.5M_0$
	7.12	7.12

3-efforts tranchante :

Travée	2-3
$T_d(KN)$	-13.09
$T_g(KN)$	13.09

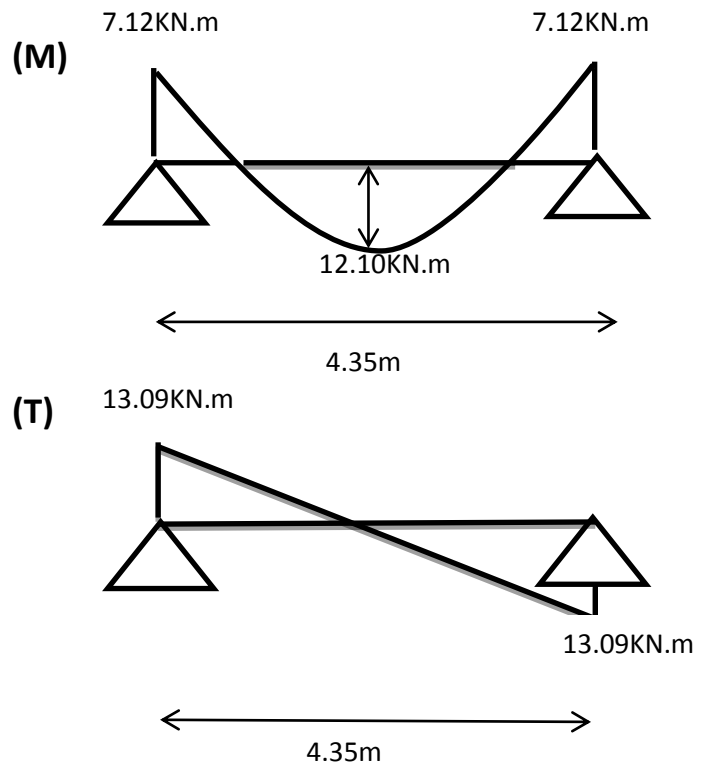


Figure (III. 9) Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage courant (type2).

A L'E.L.S: $P_{ser} = 4.35KN/ml$.

- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

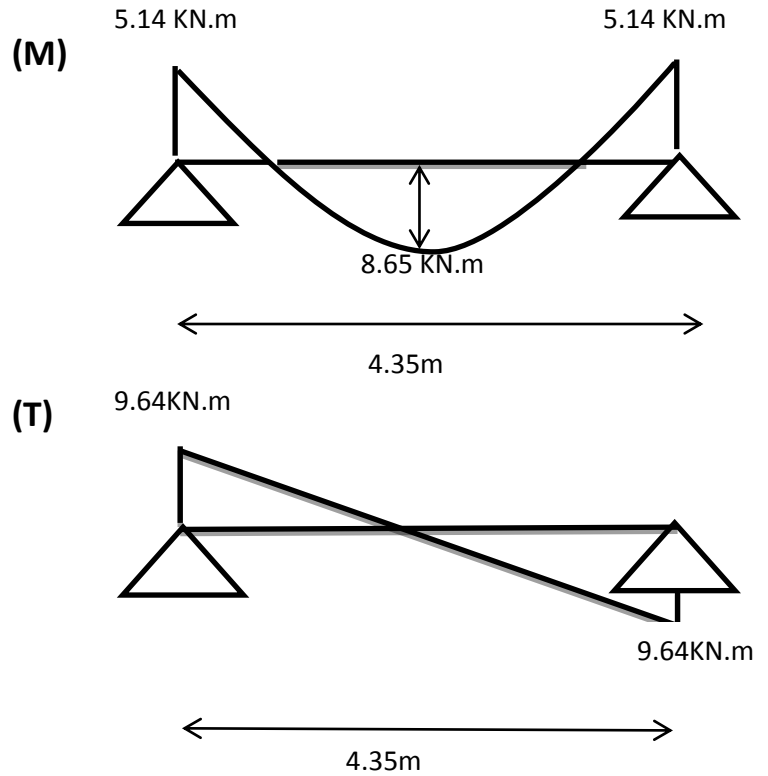
	(2-3)
$M_0(KN.m)$	10.29
$M_t(KN.m)$	8.65

2-Les moments sur Appuis :

	02	03
$M_a(KN.m)$	$0.5M_0$	$0.5M_0$
	5.14	5.14

3-effortstranchante :

Travée	2-3
$T_d(KN)$	-09.46
$T_g(KN)$	09.46



Figure(III.10) : Diagramme des moments et efforts

Tranchants à ELS de plancher terrasse (type 02)

Résultat final :

			M_a max (KN.m)	M_t max (KN.m)	T max (KN)
	ELU	Type 1	7.85	8.63	15.52
		Type 2	7.85	13.43	14.44
Terrasse	ELS	Type 1	5.72	7.09	11.03
		Type 2	7.12	10.53	11.20
étage courant	ELU	Type 1	7.12	7.83	13.75
		Type 2	4.27	12.10	13.09
	ELS	Type 1	5.14	6.37	9.96
		Type 2	5.14	8.65	09.46

Calcul du ferrailage :

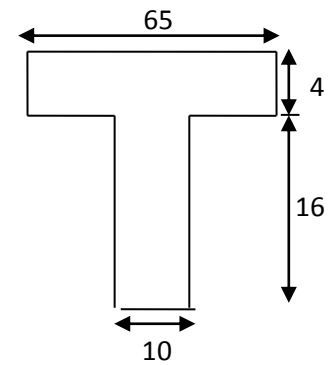
On va calculer le ferrailage du nervure la plus sollicitée et c'est pour le plancher terrasse et le plancher étage courant

4.1. Les armatures longitudinales**a - Plancher Terrasse :**

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$



Figure(III.10) : Section de ferrailage de poutrelle.

E. L. U**En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} 12240 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{13430}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0456 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.0456 \Rightarrow \beta = 0.977 \Rightarrow \alpha = 0.058$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13430}{348 \times 0.977 \times 18} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$\alpha = 0.329$$

M^a (N.m)	μ	μ	α	β	A (cm ²)
7850	0.026	0,392	0.265	0.987	1.26

-E. L. S :

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	1.475	13430	10530	1,27	25	0,385	Cv
Sur Appui	1.24	7850	7120	1.10	25	0,300	Cv

- Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$

Eléments	$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_m' (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	2.19	1.41	1.30	2.19	2T12 = 2,26
Appuis	1.26	0.22	0.20	1.26	2T12 = 2,26

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_m')$

b- Plancher Étage Courant :

- E. L. U

	$M_u (\text{N.m})$	μ	μl	α	β	$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$
Travée	12100	0.040	0.392	0.0510	0.979	1.96
Appuis	7120	0.024	0.392	0.030	0.988	1.15

- E. L. S

	A	$M_u (\text{N.m})$	$M_{\text{ser}} (\text{N.m})$	Γ	Al	Condition
Travée	0.036	12100	8650	1.39	0.445	CV
Appuis	0.162	7120	5140	1.39	0.445	CV

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_m')$

Eléments	$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_m' (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.96	1,41	1,30	1.96	2T12 = 2.26
Appuis	1.15	0,22	0,20	1.15	2T12 = 2.26

Tab. Ferrailage étage courant.

4.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{15520}{100 \times 180} = 0.862 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).} \\ &= \min\left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.25 ; 5 \text{ Mpa}) \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0.862 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Diamètres minimales Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 74,39 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 0,56 \times 235}{10 \times 1,15 \times (0,862 - 0,3 \times 2,1)} = \frac{118,44}{2,576} = 39,44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(16,20; 32,90; 39,44)$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

4.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que

$$l'on a : V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9x_d = 16.20$ cm.

$$V_u \leq \frac{0.8 \times 100 \times 162 \times 25}{1.5 \times 2} = 108000 > 0$$

$$108000 \text{ N} > V_u = 15520 \text{ N}$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

$$\text{être telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A \geq 1.15 \frac{15520}{400} = 44.62 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{cv}$$

4.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

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

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm².

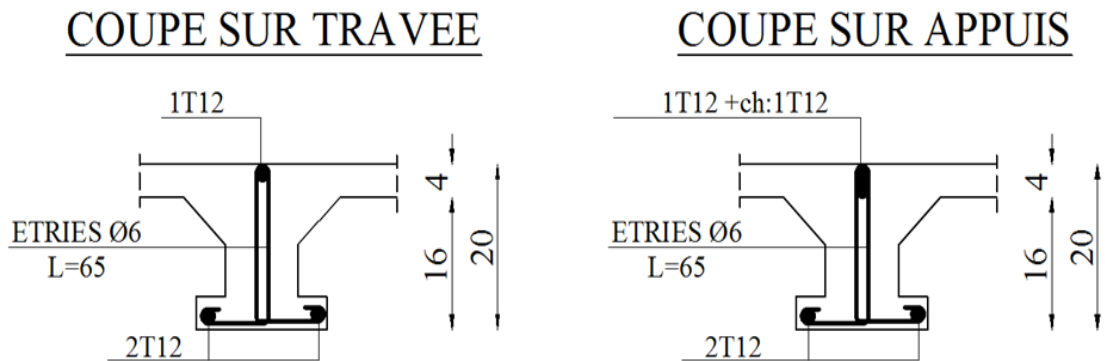
5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

1. $\frac{ht}{I} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$
2. $\frac{ht}{I} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.05 \geq \frac{13430}{15 \cdot 15700} = 0.05 \dots \dots \dots \text{CV}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0022 \geq \frac{3.60}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{CV}$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

Remarque : Le même ferrailage est adopté pour les deux planchers :

Schéma de ferrailage



III.3.L'Acrotère :

III.3.1.Introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.3.2.Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

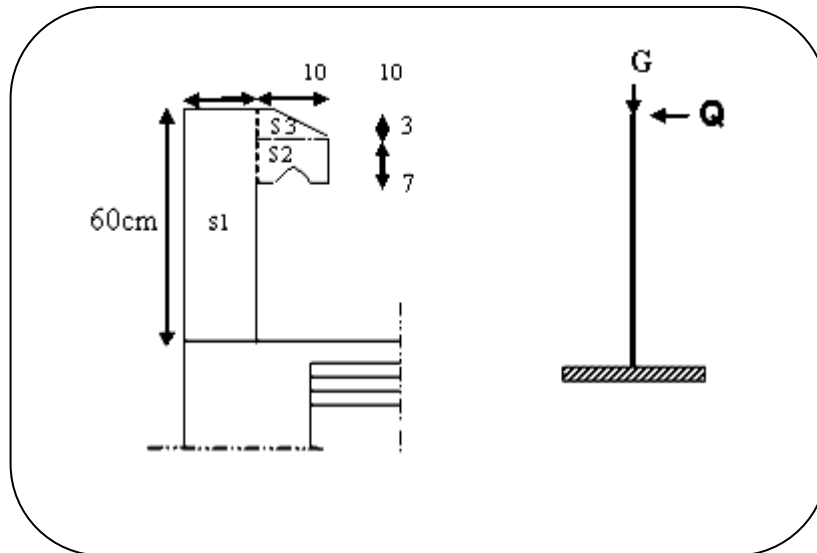


Figure schéma isostatique de l'acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$$C_p = 0.80 \quad \text{élément en console tableau 6.1, donc :}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$D' \text{ une force tranche } T_{\mu} = Q = 1000 \text{ N}$$

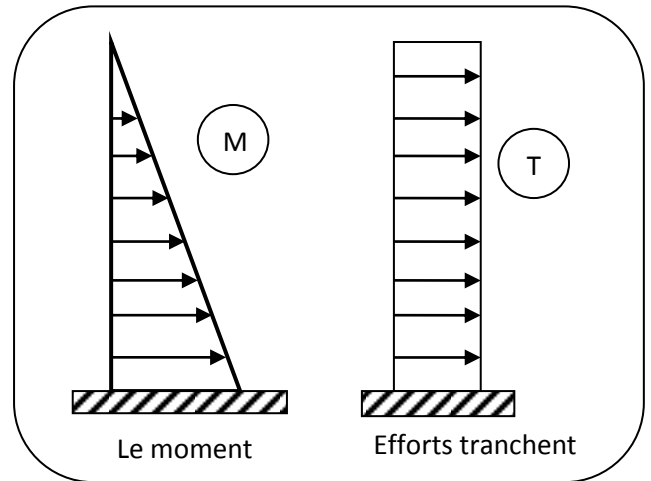


Figure :Schéma de sollicitations de l'acrotère

Sollicitation :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

Combinaison d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

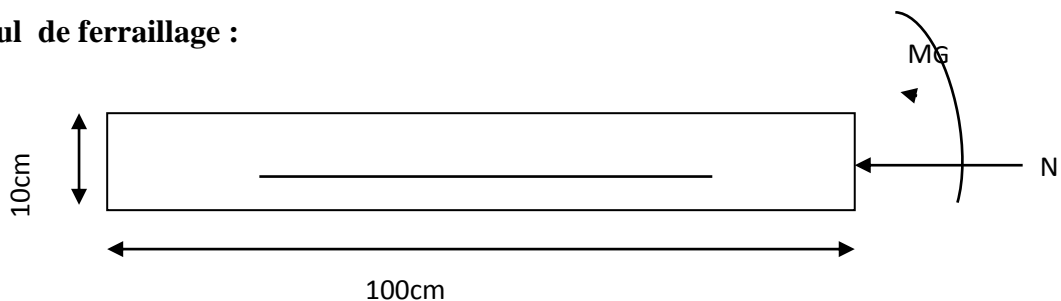
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

$$N^{ser} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{ser} = M = 600 \text{ N.m}$$

Calcul de ferrailage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

Armatures longitudinales:**E.L.U :****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.491 m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 cm^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 cm^2$$

$M_1(N.m)$	μ	α	β	$(cm^2) A_1^u$	$A(cm^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

E.L.S :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^{\ell} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

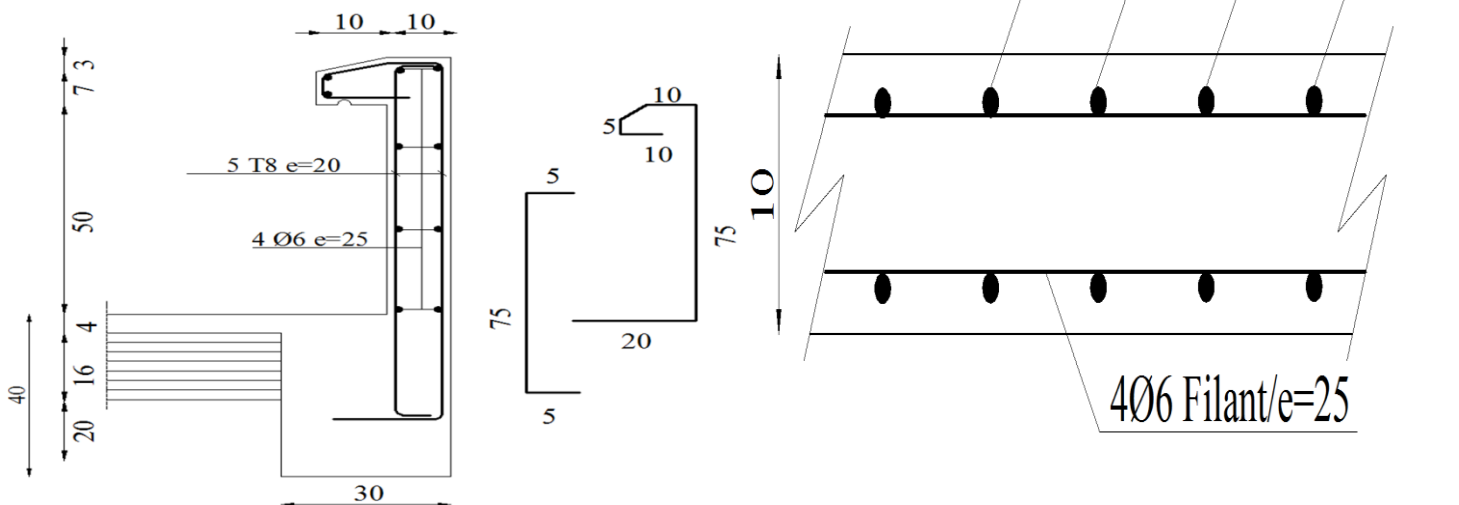
Espacement Des Armatures :

$$A_\ell = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Schéma du ferrailage :

FERR:D'ACROTERE



III.4. LE BALCON

III.4Introduction :

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encadrée soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bonde de 1 mètre linéaire.

Évaluation Des Charges

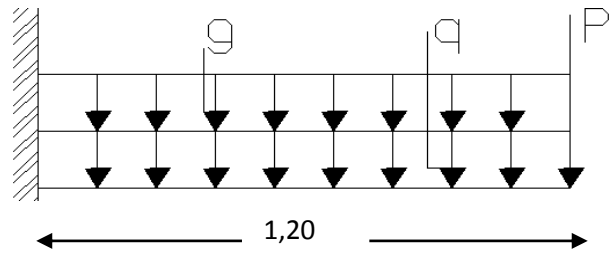
Balcon Étage courant :

Balcon étage courant

$$g = 4,80 \times 1 = 4,80 \text{ k N/ml}$$

$$q = 3,500 \times 1 = 3.500 \text{ k N/ml}$$

$$P = 3,14 \text{ k N}$$



FigureIII-11-Schéma Statique

Calcul Des Sollicitations

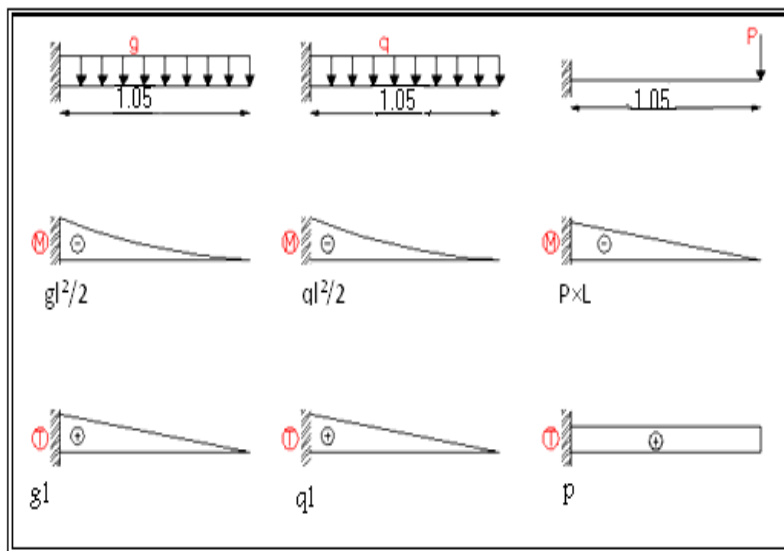


fig-III-6-Diagramme des forces internes

E. L. U

$$M_u = -(1.35g + 1.5q) \times \frac{L^2}{2} - 1.35P \times L$$

$$M_u = -13,53 \text{ KNm}$$

$$T_u = (1.35g + 1.5q)L + 1.35P$$

$$T_u = 18,32 \text{ KN}$$

E. L. S

$$M_{ser} = -(g + q) \times \frac{L^2}{2} - P \times L$$

$$M_{ser} = -9,75 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = (g + q)L + P$$

$$T_{ser} = 13,10 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul Du Ferrailage A L'E. L. U**➤ L'enrobage**

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

$C_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu nuisible).

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{14}{10} = 1.40 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 1.40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{[(BAEL91 (A.7.2,1))]}$$

$$C \geq 2 + \frac{1.20}{2} = 2.6$$

On adopte : $c = 2 \text{ cm}$

➤ Les Armatures Longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \quad ;$$

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

$M_u \text{ (kN.m)}$	M	μ_l	A	β	$A_{calcul} \text{ (cm}^2\text{)}$
13,53	0,0662	0.392	0,086	0.966	3,35

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

➤ **Vérification**

Condition De Non Fragilité : BAEL91 (A.4.2,21)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

Pourcentage Minimal : BAEL91 (B.6.4)

$$A_{\min}' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}, A'_{\min})$$

ALORS $A_{\text{adp}} = 3,35 = 5\Phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

E.L.S

Les fissurations sont considérées peu préjudiciables :

La contrainte de traction d'armature : D'après BAEL91(A.4.5,3)

Fissuration Peu Préjudiciables :

$$\overline{\sigma_s} \leq f_e = 400 \text{ MPA}$$

La contrainte de compression du béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,589$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,589 \times 12 = 14,14$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,21$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{3,21}{12} = 0,27$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,911$$

$$K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 40,55$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9750}{3,93 \times 0,911 \times 12} = 226,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{226,94}{40,55} = 5,60 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification**

$$\sigma_s = 226,94 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

$$\sigma_b = 5,60 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

Espacement Des Armatures : BAEL91 (A.8.2,4)

$$St_L \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(42 ; 33) \text{ cm}$$

$$St_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(56 ; 45) \text{ cm}$$

Les Armatures longitudinales : On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Les Armatures transversales : On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL9 (A.5.1,211)

Pour les armatures de cisaillement droites $\alpha = 90^0$ On a :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18320}{1000 \times 120} = 0,153 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,153 \leq \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Calcul Des Armatures De Répartition : BAEL91 (A.8.2,41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad ;$$

$$\text{soit : } A_r = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition De Flèche : (BAEL83)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{120} = 0.116 \geq 0.0625 \Rightarrow (C.V)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.116 \geq \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0.0033 \leq 0.0105 \Rightarrow (C.V)$$

▪ **Balcon Terrasse**

$$g = 5760 \times 1\text{m} = 5760 \text{ N/ml}$$

$$q = 1000 \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml}$$

➤ **Calcul Des Sollicitations****E. L. U**

<i>E. L. U</i>		<i>E. L. S</i>	
<i>M_u (kN.m)</i>	<i>T_u (kN)</i>	<i>M_{ser} (kN.m)</i>	<i>T_{ser} (kN)</i>
9,44	13,44	4,87	9,82

III.3.4 Calcul Du Ferrailage A L'E. L. U

C.N.F : Condition de Non Fragilité.

m% : Pourcentage minimale.

A.T : L'armature Transversale.

<i>M_u(kN.m)</i>	<i>μ</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>μ_l</i>	<i>A_{calcul} (cm²)</i>	<i>C.N.F (cm²)</i>	<i>m%(cm²)</i>
9,44	0.046	0.029	0.988	0.392	2,29	1,45	1,40

<i>A_{max} (cm²)</i>	<i>A_{adop} (cm²)</i>	<i>St_L (cm)</i>	<i>At_r (cm²)</i>	<i>A_{adop} (cm²)</i>	<i>St_t (cm)</i>
2,29	4T10 = 3.14	25	0,785	5T8 = 2.51	20

Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.112 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

Vérification A D'E.L.S :**E.L.S**

Les fissurations sont considérées peu préjudiciables :

La contrainte de traction d'armature

D'après BAEL91 (A.4.5,3) :

Fissuration Peu Préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_s \leq f_e = 400\text{mpa}$$

La contrainte de compression du béton

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0,471$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 12 = 11,304$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2,924$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{2,924}{12} = 0,24366$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,918$$

$$K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 46,56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4870}{3,14 \times 0,918 \times 12} = 140,79\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140,79}{46,56} = 3,02\text{Mpa}$$

Vérification :

$$\sigma_s = 140,79\text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 400\text{Mpa} \quad (C.V)$$

$$\sigma_b = 3,02\text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \quad (C.V)$$

➤ Condition De Flèche: (BAEL91)

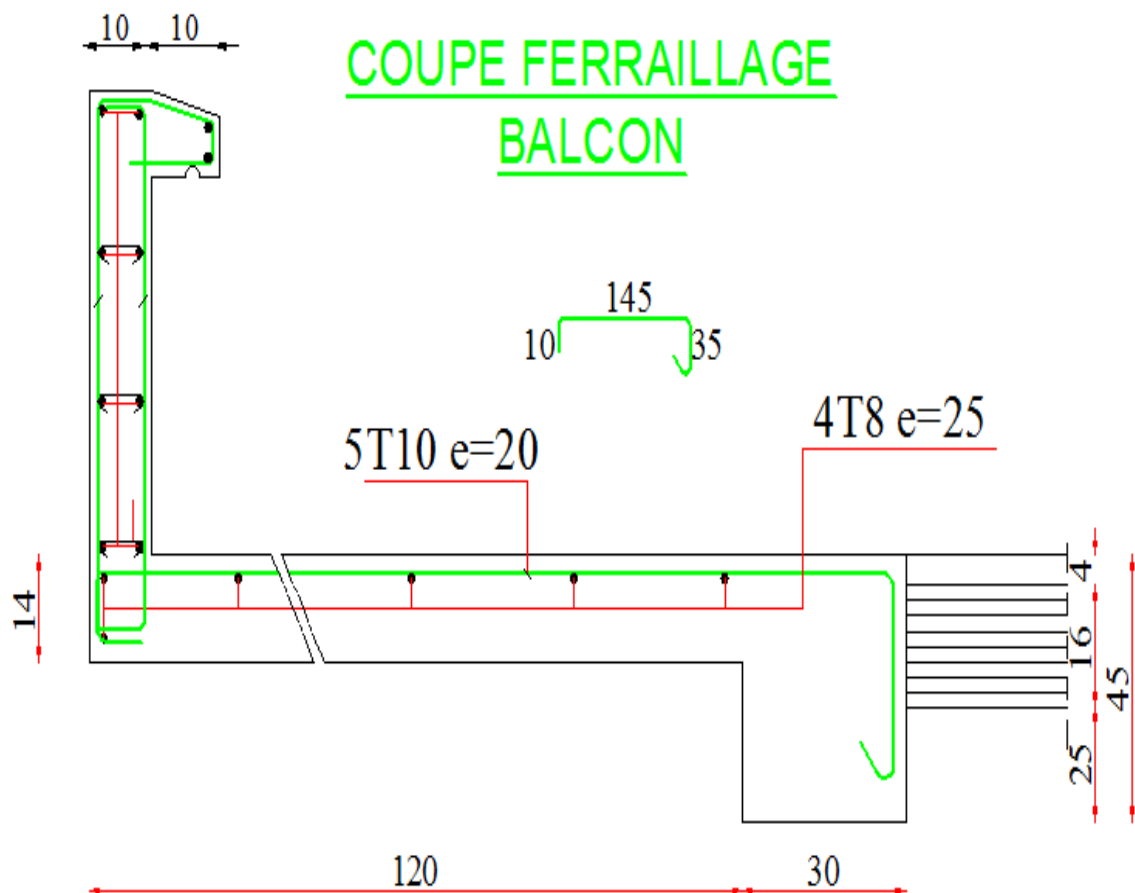
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{120} = 0.116 \geq 0.0625 \Rightarrow (C.V)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.116 \geq \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow (C.V)$$

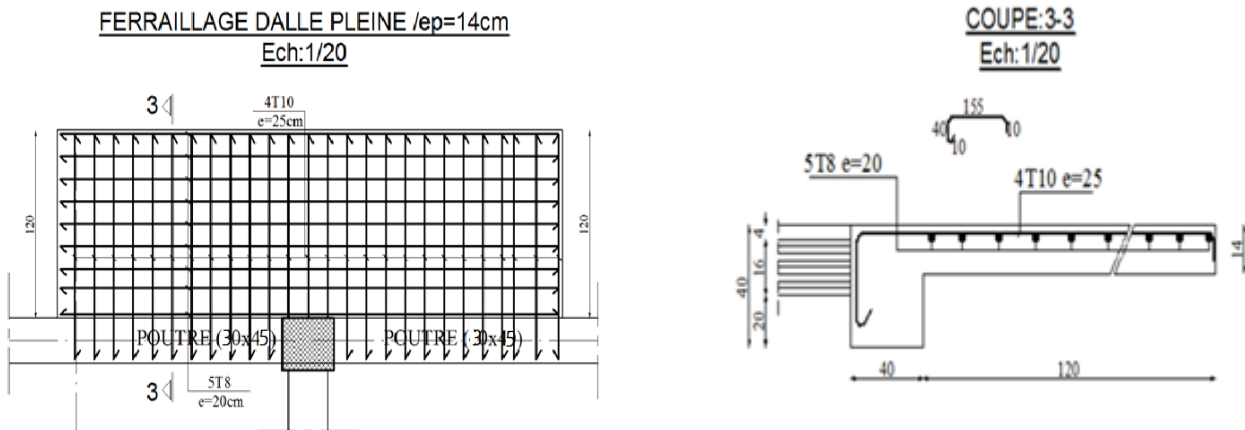
$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq 0.0105 \Rightarrow (C.V)$$

Présentation Du Ferrailage :

A-BALCON TERRASSE :



B- BALCON ÉTAGE COURANT



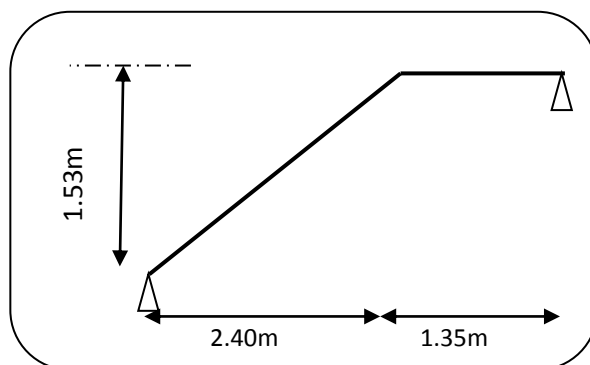
III 5. Les Escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on doit passer par deux étapes qui sont les suivantes :

- Les charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Calcul des sollicitations :

1) Escalier :



FigureIII.12. Schéma de volée del'escalier.

.4.3. Evaluation des charges (escalier) :• **Combinaisons d'action :**

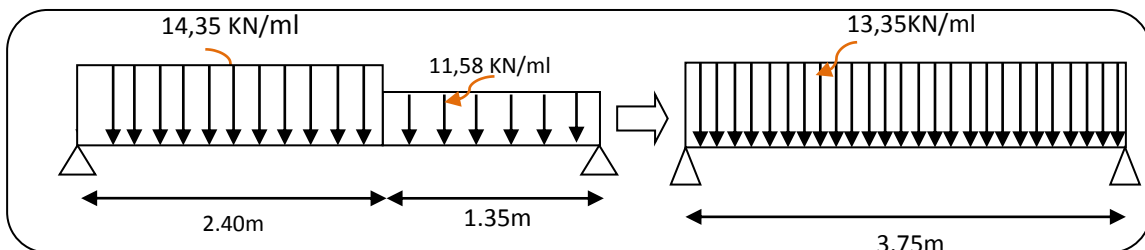
- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11580	14347,5
ELS	8300	10350

Les sollicitations :**À l'ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{L = L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 13,35 \text{ KN/m}$$

**Figure III 12.**schéma statique de volée (escalier) à l'ELU**Moments et Effort Tranchants :**

$$q_{eq} = 13,35 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 23,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,3M_0 = 7,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85M_0 = 19,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{13,35 \times 3,75}{2} = 25,03 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$q_{eq} = 9,61 \text{ kN/ml}$$

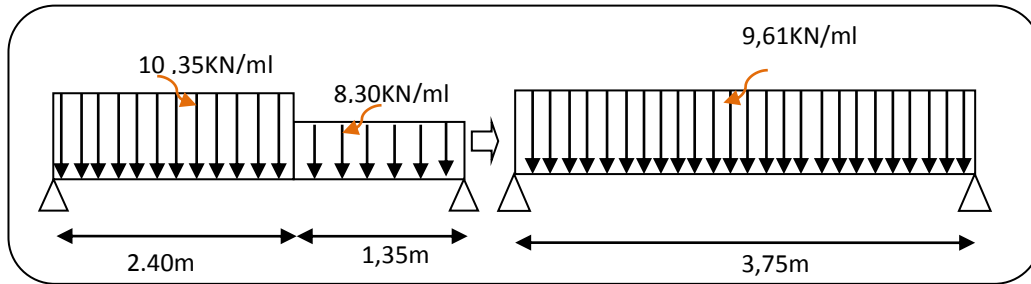


Figure III 13.schéma statique de volée (escalier) a l'ELS

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 9,61 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 16,90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 14,365 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{9,61 \times 3,75}{2} = 18,02 \text{ KN}$$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	13,35	23,47	7,04	19,95	25,03
ELS	9,61	16,90	5,07	14,36	18,02

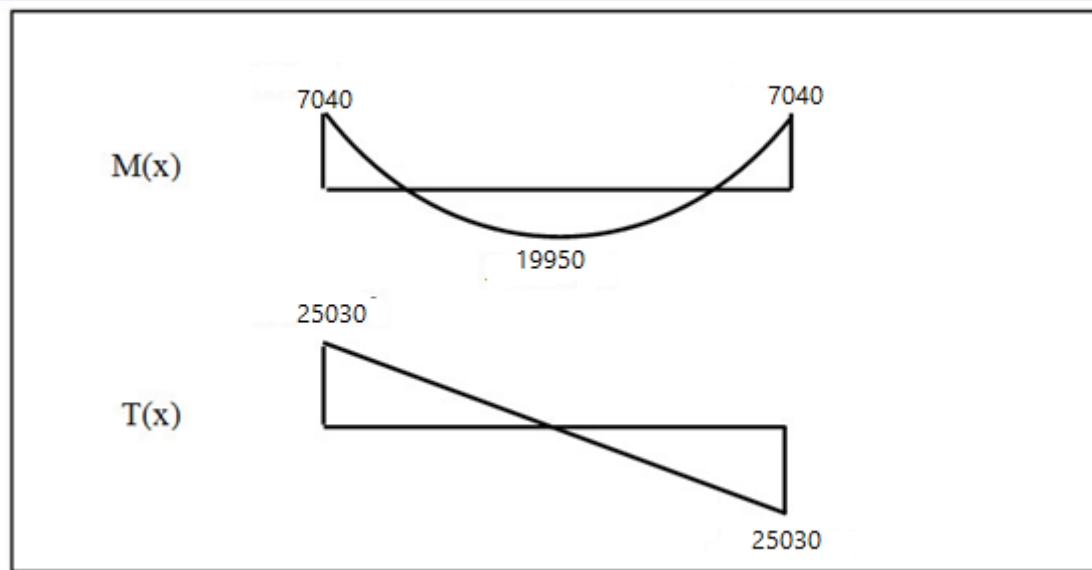


Diagramme Etat limite ultime

4.4.Calcul de ferrailage :

4.4.1. Armatures longitudinales:

- **E.L.U :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_t = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage : $c = 2 \rightarrow \emptyset \leq \frac{h}{10} = 16 \text{ mm}$ $e = 16 \text{ cm}$ $d = 14 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Travée	19950	0,0717	0,093	0,963	4,25
Appuis	7040	0,0253	0,0320	0,987	1,46

- **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	A	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,093	19950	14360	1.39	25	0,445	Vérifier
Sur appuis	0,032	7040	5070	1.39	25	0,445	Vérifier

condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimale d'armatures :

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1,46	1,69	1,60	1,69	2.36=3T10
Travée	4,25	1,69	1,60	4,25	4.52=5T12

4.4.2. Les armatures de répartitions :

$$A_t = A_1 / 4$$

Elément	A ₁ (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	2,36	0,59	4T8 = 2,01 cm ²
Travée	4,52	1,13	4T8 = 2,01 cm ²

4.4.3. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$-\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$-\text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (64 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$T_u = 25,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25,03 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,1788 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,1788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

4.5. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)(escalier RDC)

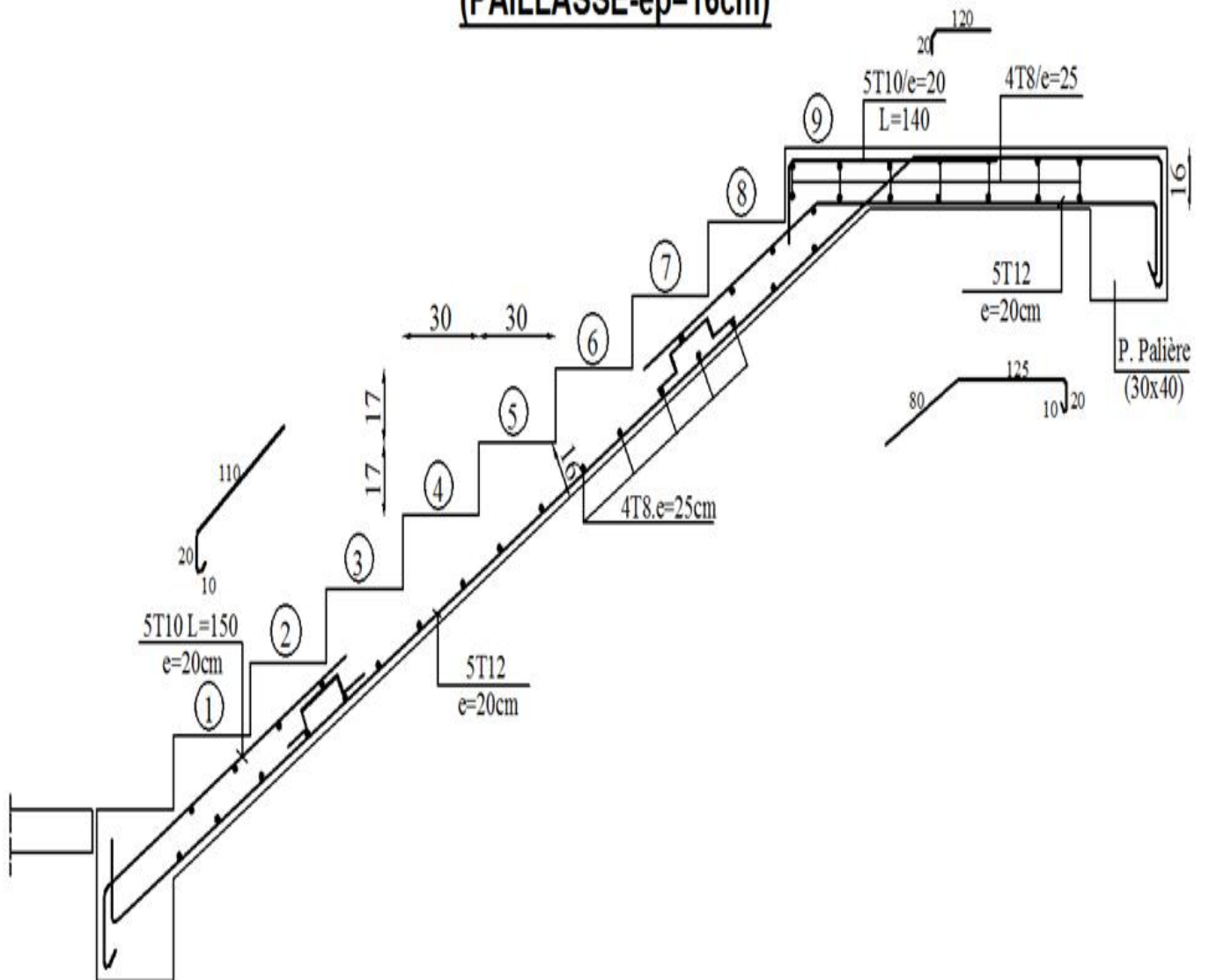
$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{16}{420} = 0,038 < \frac{19950}{10.23470} = 0,085 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{420} = 0,038 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Comme les (3) conditions sont vérifiées

FERRAILLAGE ESCALIER (PAILLASSE-ep=16cm)



III.5 Calcul de la poutre palier:

1. Introduction :

Lapoutrepalier estune poutredoublement encastrée, elle est calculée commeune section rectangulairetravaillant à la flexion simple età la torsion, elle estsoumise à:

- son poids propre" p ".
- poids du mur extérieur p_m .
- La réaction dela volée.

-Prédimensionnement:

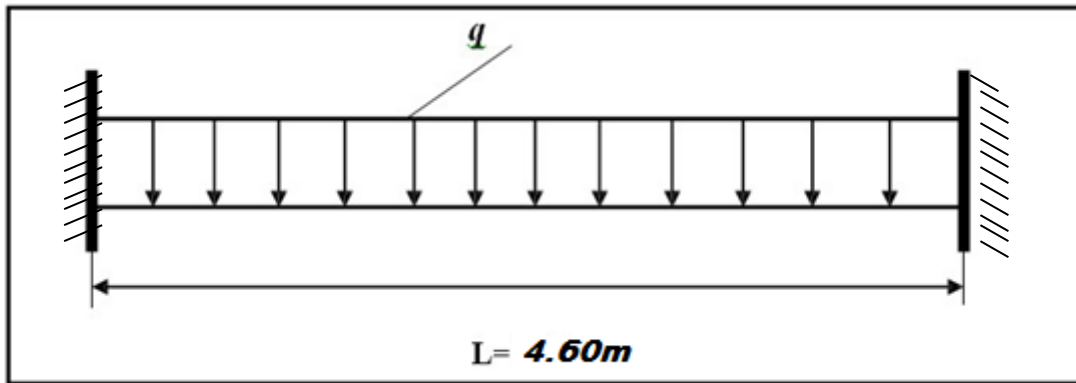


Figure III 14 : Schéma statique de la poutre palière.

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max} ; L_{max} = 4.60m$$

$$h \geq (30.66; 46)$$

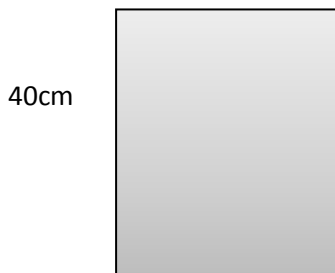
Alor $h = 40cm$

$b = 30cm$

Condition de RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow$ C.V.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \longrightarrow$ C.V.
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1.33 < 4,0 \longrightarrow$ C.V.

• 30cm



Évaluation des charges :**Poids propre:**

$$P_{poutres} = (0.40 \times 0.30) \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids propre de mur : } g_{mur} = (G_m \times h)$$

$$h = (3.06 - 0.45) / 2 = 1.30 \text{ m}$$

$$g_{mur} = (2.85 \times 1.30) \Rightarrow g_{mur} = 3.71 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids de plier : } G = 5.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids de la paillasse } G_p = 7.85 \text{ kN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1.3 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{plier} = 5.8 \times 1.3 = 7.54 \text{ kN/m}$$

$$q_{paillasse} = 7.85 \times 1.3 = 10.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc : } q_u = \frac{7.54 \times 1.35 + 10.2 \times 2.4}{2} + 3.71 + 3 = 24.03 \text{ kN/m}$$

Combinaison d'action : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{- À l'ELU : } P_U = 1.35 \times 24.03 + 1.5 \times 2.5 = 36.20 \text{ kN/m}$$

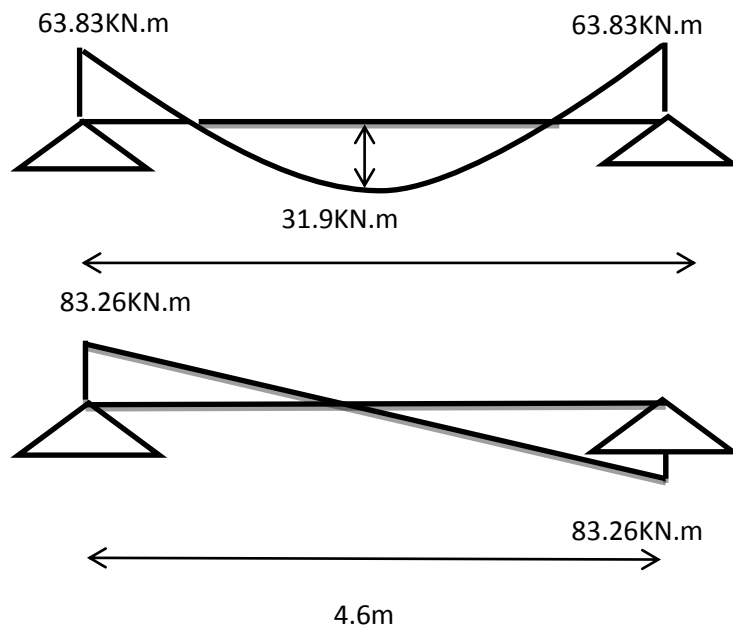
$$\text{- À l'ELS : } P_{ser} = 24.03 + 2.5 = 26.53 \text{ kN/m}$$

Ferrailage (ELU) :

$$\text{En travée : } M_t = \frac{P.L^2}{24} = \frac{36.20 \times 4.6^2}{24} = 31.9 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = \frac{P.L^2}{12} = \frac{36.20 \times 4.6^2}{12} = 63.83 \text{ kN.m}$$

$$T = \frac{P.L}{2} = \frac{36.20 \times 4.6}{2} = 83.26 \text{ kN.m}$$



Calcul de ferrailage :**ELU :****L'enrobage :**

$$d=0.9h=0.9 \times 40 =36\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

Les armatures longitudinales:

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Travée	31900	0.057	0.392	0.073	0.97	2.62
Appui	63830	0.115	0.392	0.153	0.94	5.25

E.L.S:

La fissuration est peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

-section rectangulaire, flexion simple, Les acier de type *FeE400*:Donc la vérification de σ_b est intitulé si la condition suivant est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	31900	23390	1.36	0.018	0.42	c.v
Appui	63830	46781	1.36	0.041	0.42	c.v

Condition de non fragilité:

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

- **pourcentage minimal :RPA99**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b . h$$

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$
Appuis	1.91	1.30	1.5	06	06
Travée	4.06	1.30	1.5	06	06

Vérification de la contrainte de cisaillement : (C.B.A.93/ Art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{83260}{300 \times 630} = 0.77 \text{ Mpa}$$

$$\tau'_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ Mpa} < \tau'_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

→ Selon (C.B.A.93 A .6.4.2.) les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min\{1.14, 1.4, 3\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min(10; 9.6; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

Dans la zone courante:

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S'_t \leq 20$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

-la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

-la quantité des armatures transversales: C.B.A.93 (Art .A.5.1.2.2.).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \frac{15}{235} = 0.76$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.77 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.33$$

RPA99 :

$$A_t \geq 0.003 \times s \times b$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A_t^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

Calcul de la poutre à la torsion:

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a(\text{Escalier}).$$

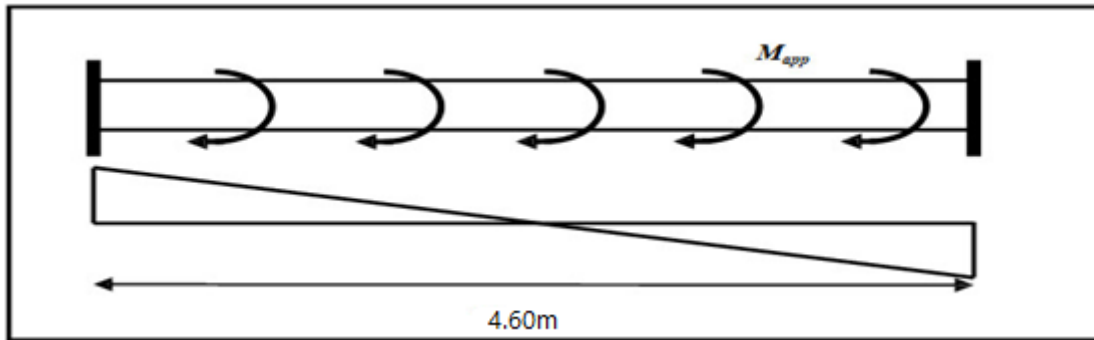


Figure : Schéma statique poutre palier

$$T_u = M_{app}L / 2 = 16192 \text{ N}$$

T_u = le couple de torsion maximale.

Vérification du béton :

Contrainte tangente due à l'effort tranchant :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi " b_t " est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \Rightarrow \text{formule de " RAUSCH"}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour anu épaisseur

$$\Omega: (h - b_t)(b - b_t) = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = 1.85 \text{ Mpa}$$

- Résistance en torsion et flexion:

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.47^2 + 1.85^2) = 3.64 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ultim}^2 = 3.25^2 = 10.56 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow 10.56 > 3.64 \Rightarrow \text{c. v}$$

Les armatures longitudinales:

$$A = \frac{\mu \times T_u}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Paramètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 16192}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 3.19 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$\tau_{uv} = \frac{T_u \times S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16192 \times 15}{2 \times 875 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

- Section minimale des armatures :(C.B.A. 93 Art : A.5.1.2.2).

$$1) \frac{\Sigma A_l \times f_e}{b_0 \times \mu} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{4.46 \times 400}{5 \times 140} = 2.54 \text{ Mpa} > 0.4 \Rightarrow c. v$$

$$2) \frac{\Sigma A_t \times f_e}{b_t \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{4.47 \times 400}{5 \times 15} = 2.50 \text{ Mpa} > 0.4 \Rightarrow c. v$$

7.10. Les armatures:

- Les armatures longitudinales :

Élément	A _f	A _l	A _{adp}
Appui	06	3.19	3HA16+2HA12=8.29cm
Travée	06	3.19	3HA16+2HA12=8.29cm

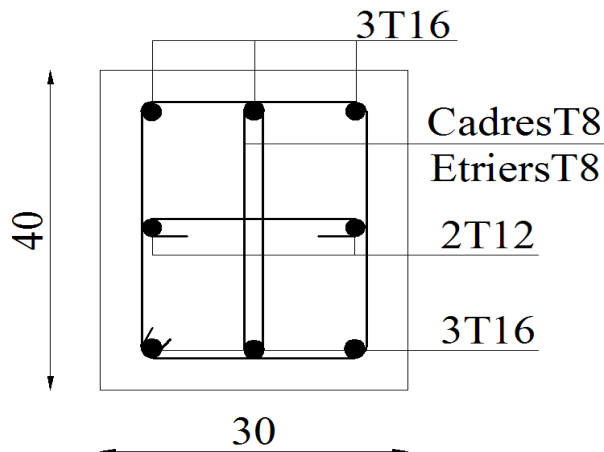
Les armature transversales : Donc sont A_t = 4φ8 = 2.01

Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{370} = 0.086 > 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.15 \geq 0.10$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0018 < 0.0105$$



Ferrailage de poutre palier

Chapitre IV:
Etude Sismique

IV. Etude sismique :

IV.1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+8) à usage mixte "d'habitation Contrevent par des voile et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte", est implanté à **SETIF**, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone IIa : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S3).

✓ Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1- Méthode statique équivalente:

- **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 à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Domaine d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

2.2- Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règlement RPA99 v2003.

- **Domaine d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

2.3- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- Principe:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOTStructural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

-Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

-buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

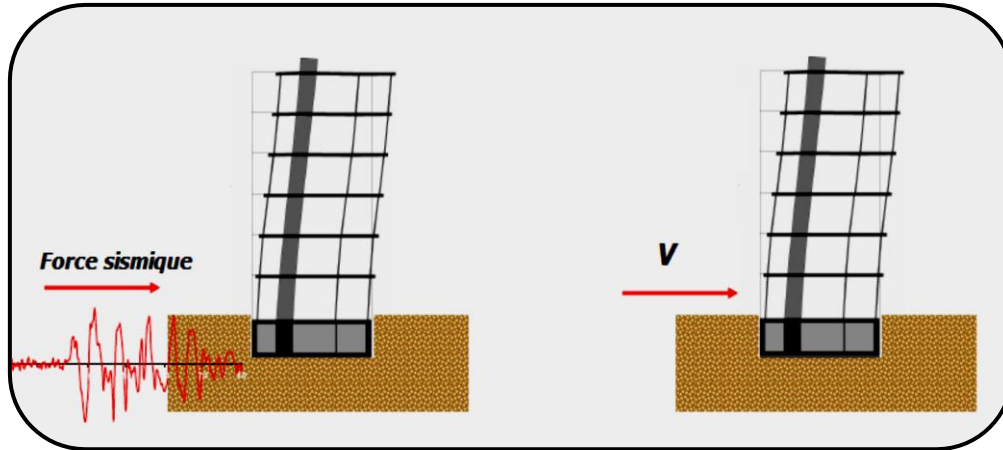


Figure. IV.01. Simulation de la force sismique.

3.2. Spectre de Réponse de calcul :RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

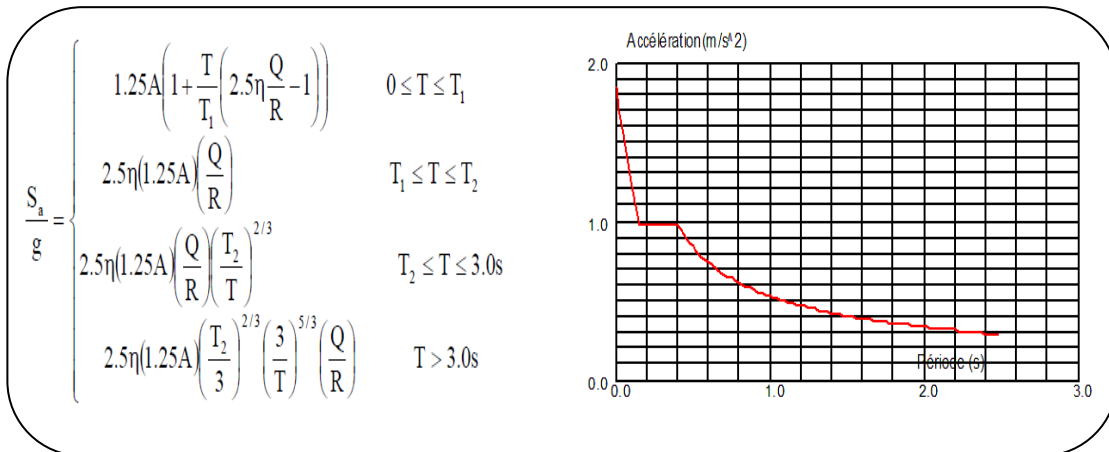


Figure. IV.02. Spectre de Réponse.

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%.

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

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

$$\xi = 7\% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88 \longrightarrow$$

- **A** = 0.15 Zone IIa (tableau 4.1).
- **R** = 5 (Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99).
- $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec}$ (Tableau 4.7 RPA99 – v2003).
- **Q** : sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

P_q : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10

Tableau: valeurs des pénalités **P_q** .

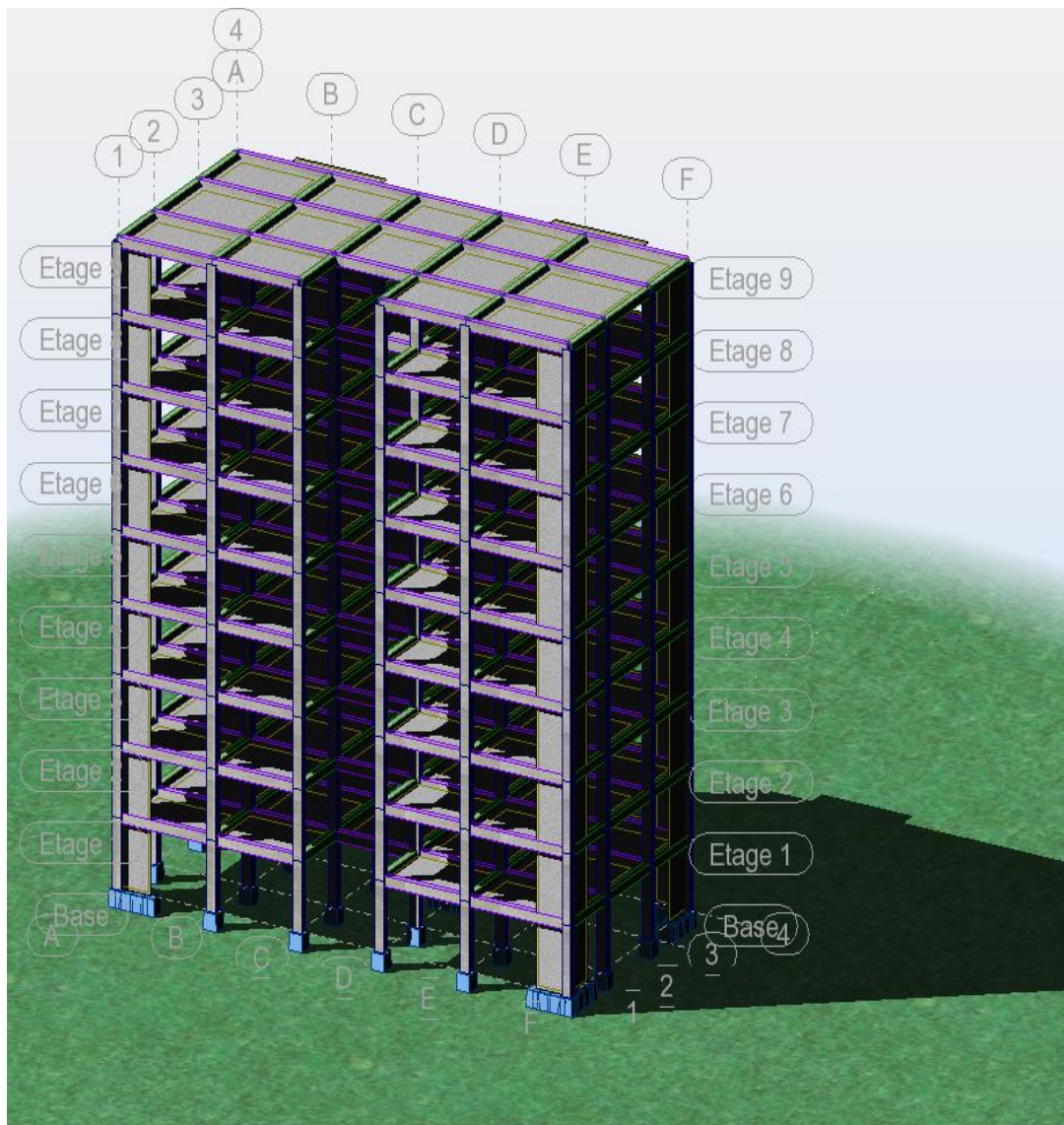
Alors à partir de tableau on trouve: **Q = 1.15**

3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- _ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- _ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- _ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.



3.4. Analyse de la structure :

3.4.1 .Premier variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

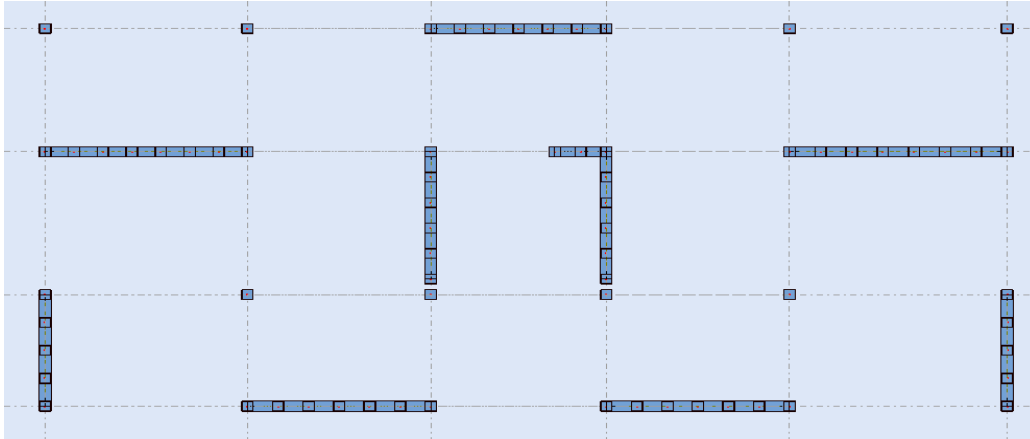


Figure .IV.03.Premier variante des voiles

- Périodes et factures de participation massique modale :

Cas/ Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale e UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,67	0,60	0,00	70,00	0,00	70,00	Translation
2	1,81	0,55	0,63	0,19	0,63	70,20	Torsion
3	2,08	0,48	67,41	0,00	68,04	70,20	Translation
4	6,43	0,16	0,00	17,27	68,04	87,47	
5	7,44	0,13	0,03	0,01	68,07	87,48	
6	8,98	0,11	19,48	0,00	87,55	87,48	
7	12,69	0,08	0,00	0,18	87,55	87,65	
8	13,18	0,08	0,00	5,98	87,55	93,63	
9	14,76	0,07	0,00	0,01	87,55	93,64	
10	16,01	0,06	0,00	0,00	87,55	93,64	

Tableau. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

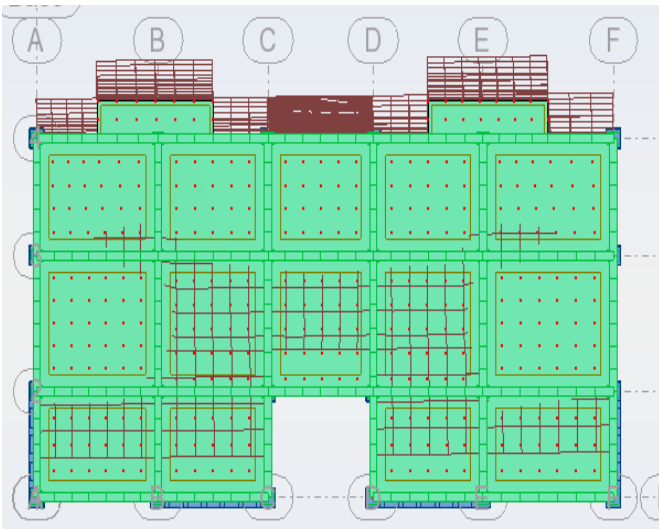


Figure IV.04 Premier mode de vibration. et vue en plan

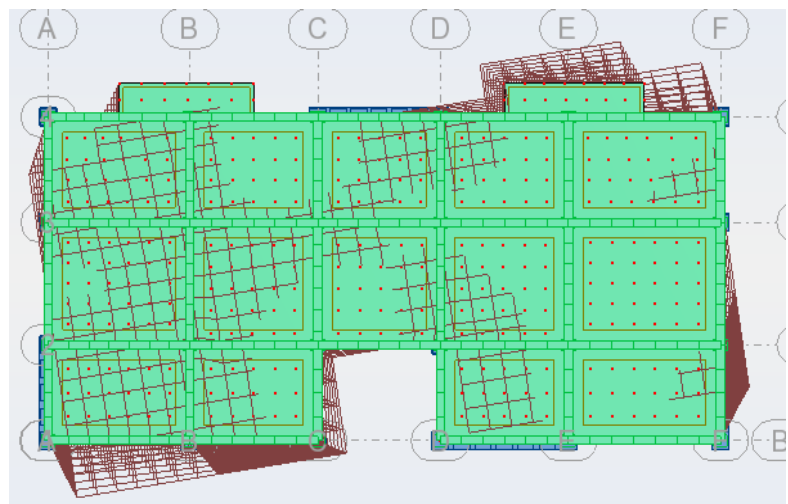


Figure IV.05 Deuxième mode de vibration. Vue en plan

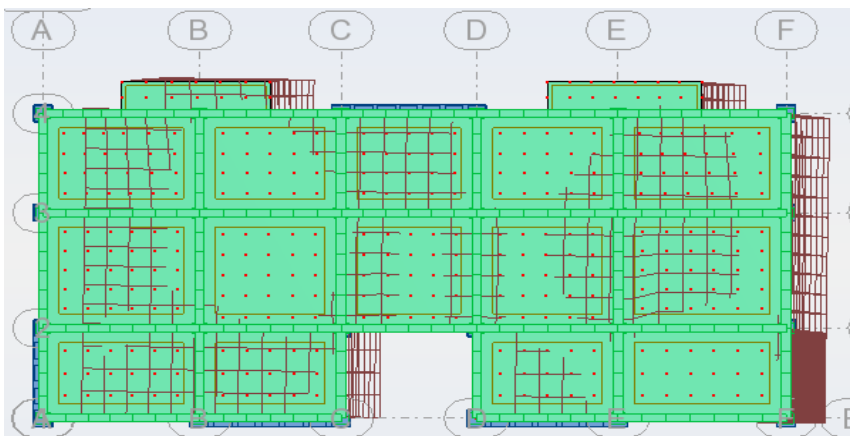


Figure.IV.06 Troisième mode de vibration. Vue en plan

Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- Le mode(1): il ya une translation (admissible)
- Le mode(2): il ya une torsion (non admissible)
- Le mode(3): il Ya une translation (non admissible)

La solution :

On change les positions des voiles

3.4.1 .Deuxième variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

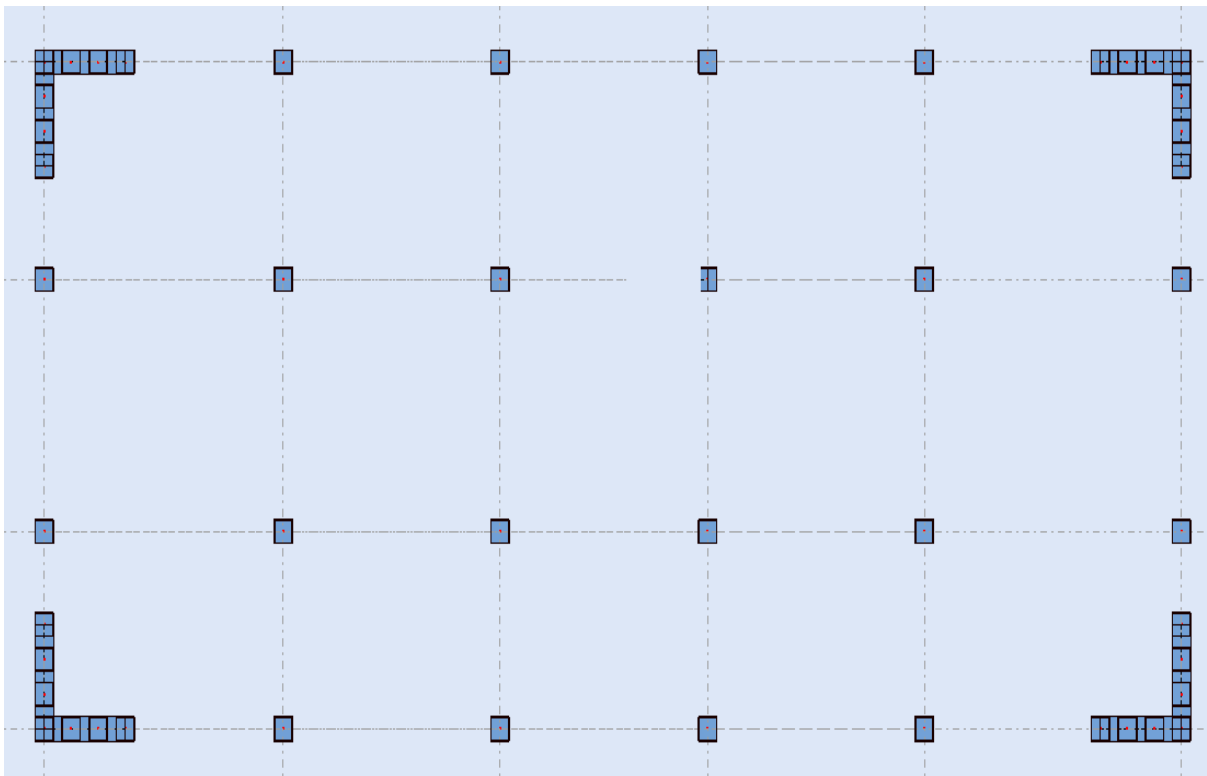


Figure.IV.07Deuxième variante des voiles

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,15	0,87	75,29	0,05	75,29	0,05	Translation
2	1,18	0,85	0,05	74,89	75,35	74,95	Translation
3	1,54	0,65	0,09	0,00	75,44	74,95	Torsion
4	3,88	0,26	12,22	0,00	87,66	74,95	
5	3,93	0,25	0,00	13,58	87,66	88,52	
6	5,54	0,18	0,00	0,00	87,66	88,52	
7	7,20	0,14	0,00	4,73	87,66	93,25	
8	7,64	0,13	5,32	0,00	92,98	93,25	
9	10,30	0,10	0,00	2,33	92,98	95,58	
10	11,16	0,09	0,00	0,00	92,98	95,58	

Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

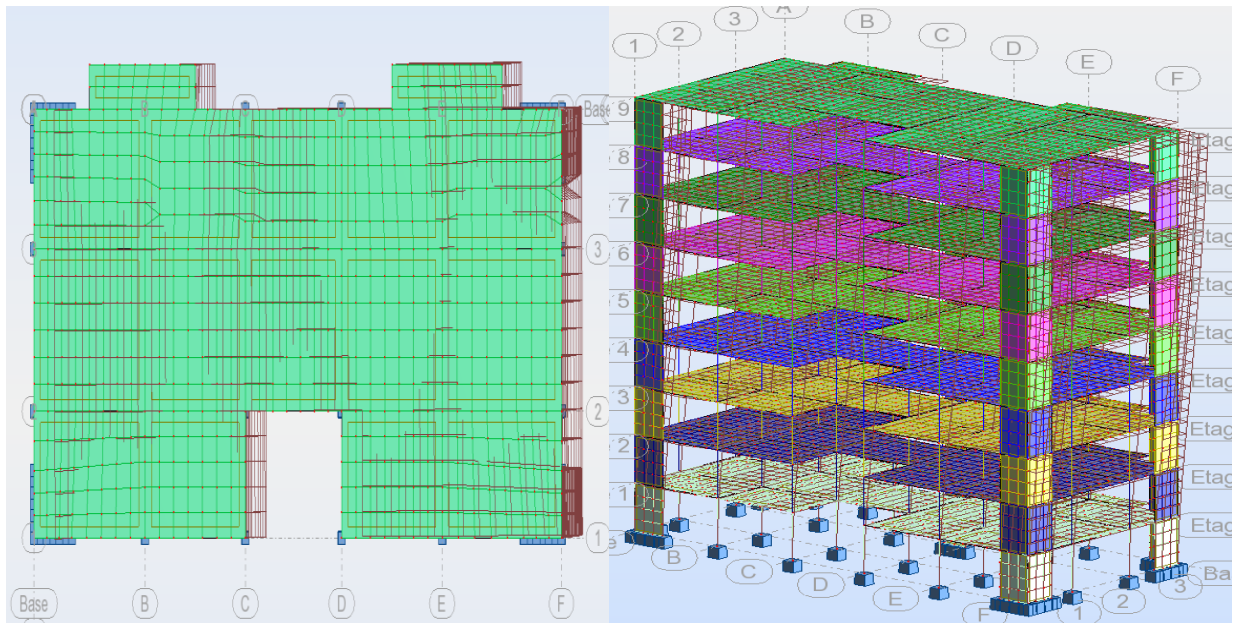
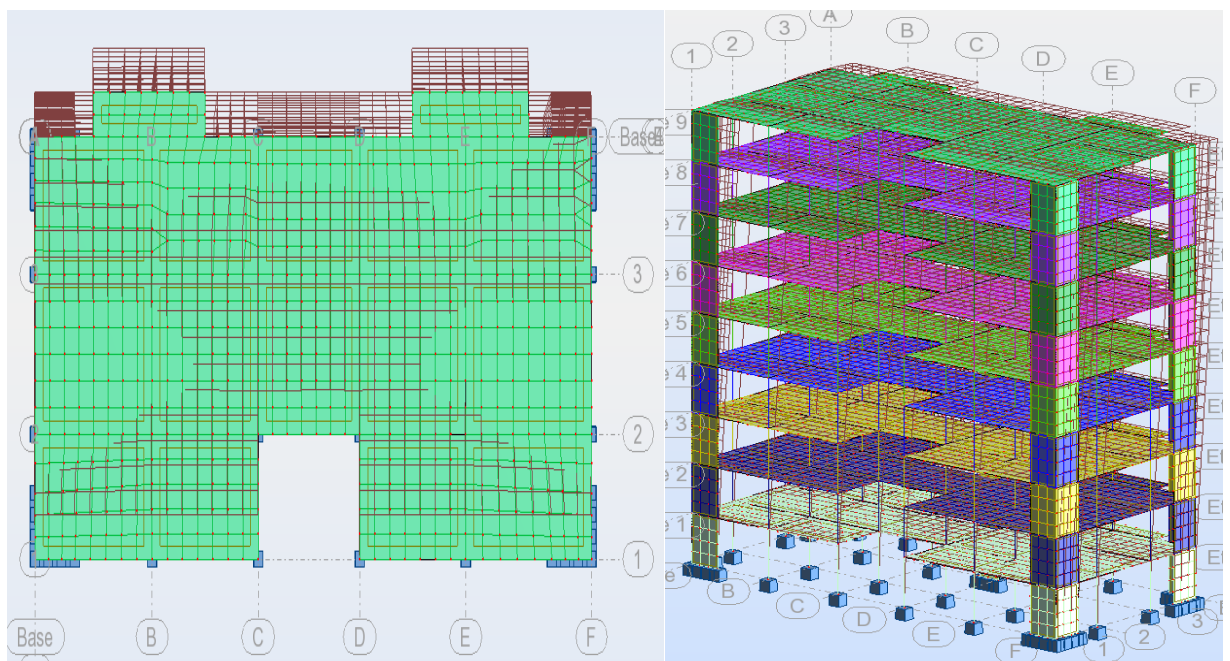


Figure.IV.08.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



FigureIV.09.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

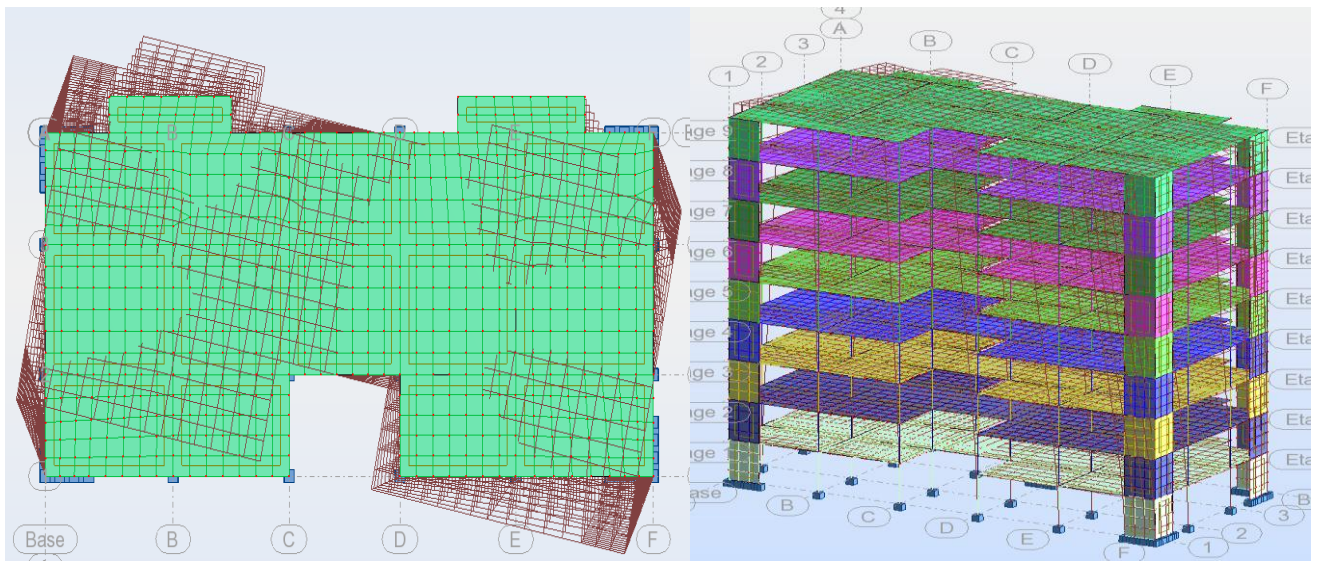


Figure IV.10.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

IV.4.Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Sens longitudinal :

Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]
RDC	1438,3	619,6
1	1411,46	656,92
2	1344,69	740,66
3	1247,62	745,1
4	1124,03	702,05
5	970,36	627,72
6	789,24	534,24
7	579,29	427,54
8	319,15	374,02

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

- **Sens transversal :**

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]
RDC	1459,62	576,68
1	1427,48	597,43
2	1358,43	658,04
3	1260,51	661,27
4	1134,71	628,13
5	985,19	570,56
6	806,2	493,53
7	590,91	397,7
8	327,56	342,73

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

- { _ Les sollicitations verticales totales de la structure : 30154,83KN.
- { _ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 5101,45KN.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{5101,45}{30154,83} = 16.90 \% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{619,6}{1438,3} = 43.07 \% > 25 \% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{576,68}{1459,62} = 39.50 \% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **DONC :** La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

Remarque: La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchent de la base :**

$V_x=143.83t;$ $V_y=145.962t.$

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t=V_x =143.83t.$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t =V_y=145.962t.$

V.5.Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

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

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

_ V : Effort tranchant a la base.

_ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau : coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2 $\implies A = 0.15$

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- **T2** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

- **\eta** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau : Valeurs de ξ (%)

- $\xi = 7 \%$ Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \implies \eta = 0.88$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.87 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.85 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 28.14^{3/4} = 0.610 \text{ sec}$$

$$T_X = \frac{0.009 \times 28.14}{\sqrt{25.6}} = 0.50 \text{ sec}$$

$$T_x = \min(0.610 ; 0.50) = 0.50 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.009 \times 28.14}{\sqrt{11.8}} = 0.73 \text{ sec}$$

$$T_x = \min(0.610 ; 0.73) = 0.61 \text{ sec}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.50 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.610 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Donc: $T_x = 0.50 \text{ s}$, $T_y = 0.610 \text{ s}$

Sens longitudinal : $T_x = 0.50 \text{ sec} \rightarrow 1.3 * T_x = 0.65 \text{ sec}$.

Sens transversal : $T_y = 0.61 \text{ sec} \rightarrow 1.3 * T_y = 0.793 \text{ sec}$.

T analytique > T empirique

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.65)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.847$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.5/0.793)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.617$$

R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) $\Rightarrow R = 5$.

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- W_{G_i}** : Poids dû aux charges permanentes
 - W_{Q_i}** : La charge d'exploitation
 - β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment a usage d'habitation (β= 0.20)

- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Etage	Masse [kg]
RDC	307555,6
Etage 2	304475,04
Etage 3	304475,04
Etage 4	304475,04
Etage 5	304475,04
Etage 6	304475,04
Etage 7	304475,04
Etage 8	304475,04
Etage 9	310284,08
Totale	2749164,96

Tableau : Le poids total de la structure.

Donc : $W = 2749164,96 \text{Kg} = 2749.16496 \text{t}$.

$$\text{Alors : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W(T)	V st(T)	Vdyn (T)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0.15	5	1,847	1.15	2749.16496t	175.18	143.83	140.144	C.V
Transversale (Y-Y)	0.15	5	1,617	1.15	2749.16496t	153.36	145.962	123.196	C.V

- **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$$V_x = 143.83\text{KN}$$

$$F_t = 0.07 \times 0.87 \times 5 = 0.305$$

Niveau	Wi	Hi	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	Fi
RDC	307555,6	3.06	143.525	941120	3.28
1	304475,04	6.12	143.525	1863387	6.49
2	304475,04	9.18	143.525	1881655	6.55
3	304475,04	12.24	143.525	3726774	12.98
4	304475,04	15.3	143.525	4658468	16.23
5	304475,04	18.36	143.525	5590161	19.48
6	304475,04	21.42	143.525	6521855	22.72
7	304475,04	24.48	143.525	7453548	25.79
8	310284,08	27.54	143.525	8545223	29.78
				$\sum W_i \times h_i$	41182195.35

$$V_y = 145.96 \text{KN}$$

$$F_t = 0.07 \times 0.85 \times 5 = 0.297$$

Niveau	Wi	Hi	$V_y - F_t$	Wi×hi	Fi
RDC	307555,6	3.06	145.663	941120	3.26
1	304475,04	6.12	145.663	1863387	6.45
2	304475,04	9.18	145.663	2795080	09.67
3	304475,04	12.24	145.663	3726774	12.72
4	304475,04	15.3	145.663	4658468	16.12
5	304475,04	18.36	145.663	5590161	19.34
6	304475,04	21.42	145.663	6521855	22.57
7	304475,04	24.48	145.663	7453548	25.79
8	310284,08	27.54	145.663	8545223	29.57
				$\Sigma Wi \times hi$	42095616

IV.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à $1\% h_e = 0,01 h_e$)

Sens Longitudinal :

Etage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr Ux$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,50	0,50	3.06	CV
1	1,50	1,00	3.06	CV
2	2,80	1,20	3.06	CV
3	4,10	1,30	3.06	CV
4	5,30	1,20	3.06	CV
5	6,40	1,10	3.06	CV
6	7,40	1,00	3.06	CV
7	8,20	0,80	3.06	CV
8	8,80	0,60	3.06	CV

Tableau : Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Transversal:**

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K =$ $dr U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,50	0,50	3.06	CV
1	1,50	1,00	3.06	CV
2	2,60	1,10	3.06	CV
3	3,80	1,20	3.06	CV
4	5,00	1,20	3.06	CV
5	6,10	1,10	3.06	CV
6	7,00	1,00	3.06	CV
7	7,90	0,80	3.06	CV
8	8,60	0,70	3.06	CV

Tableau :Les Déplacements Du aux ForceSismiques au sens Transversal (YY).

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

IV.7.Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- Δ :RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page :63)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
 Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
 V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
 h_k : Hauteur de l'étage k
- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_X [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
RDC	310,284	2749,164	0,005	143.83	3,06	0,0312	C.V
1	304,475	2438,88	0,01	141.146	3,06	0,0564	C.V
2	304,475	2134,405	0,012	134.469	3,06	0,0622	C.V
3	304,475	1829,93	0,013	124.762	3,06	0,0623	C.V
4	304,475	1525,455	0,012	112.403	3,06	0,0532	C.V
5	304,475	1220,98	0,011	97.036	3,06	0,0452	C.V
6	304,475	916,505	0,01	78.924	3,06	0,0379	C.V
7	304,475	612,03	0,008	57.929	3,06	0,0276	C.V
8	307,555	307,555	0,006	31.915	3,06	0,0188	C.V

Tableau: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Longitudinal >.

- **Sens Transversal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
RDC	310,284	2749,164	0.0050	145.962	3.06	0.0307	C.V
1	304,475	2438,88	0.010	142.748	3.06	0.0558	C.V
2	304,475	2134,405	0.011	135.843	3.06	0.0564	C.V
3	304,475	1829,93	0.012	126.051	3.06	0.0569	C.V
4	304,475	1525,455	0.012	113.471	3.06	0.0527	C.V
5	304,475	1220,98	0.011	98.519	3.06	0.0445	C.V
6	304,475	916,505	0.010	80.62	3.06	0.0371	C.V
7	304,475	612,03	0.080	59.091	3.06	0.0270	C.V
8	307,555	307,555	0,070	32.756	3.06	0.0214	C.V

Tableau: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.8.Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- **M_s** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- **W** : le poids total de la structure.
- **L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).
- **M_r** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 2749.16 \times 25.6/2 = 35189.25 \text{ t. m.}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	3.28	3.06	10.03
1	6.49	6.12	39.71
2	6.55	9.18	60.13
3	12.98	12.24	158.87
4	16.23	15.3	248.32
5	19.48	18.36	357.68
6	22.72	21.42	486.66
7	25.79	24.48	631.34
8	29.78	27.54	820.14
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			2812.88

Tableau:Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{35189.25}{2812.88} = 12.51 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier.**

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 2749.16 \times 11.80/2 = 16220.044 \text{ t. m.}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	3.26	3.06	9.97
1	6.45	6.12	39.47
2	09.67	9.18	88.77
3	12.72	12.24	155.69
4	16.12	15.3	243.63
5	19.34	18.36	355.08
6	22.57	21.42	483.45
7	25.79	24.48	631.34
8	29.57	27.54	814.36
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			$M_{rx} =$ 2821.76

Tableau:Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{16220.044}{2821.76} = 5.75 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier.**

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} _ M_i : \text{ la masse de l'élément } i. \\ _ X_i, Y_i : \text{ les coordonné du centre de gravité de l'élément } i \text{ par rapport à un repère global} \end{array} \right.$$

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{yi}: \text{ Inertie de l'élément } i \text{ dans le sens } y. \\ X_i : \text{ Abscisse de l'élément } I_{yi}. \\ I_{xi}: \text{ Inertie de l'élément } i \text{ dans le sens } x. \\ Y_i : \text{ Ordonnée de l'élément } I_{xi}. \end{array} \right.$$

9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

9.3.1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

9.3 .2. L'excentricité Accidentelle:RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\text{Sens-X : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 25.6 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 1.28 \approx 1\text{m}$$

$$\text{Sens-Y : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 11.80 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 0.59\text{ m.}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse		Centre de Rigidité		Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]		
RDC	307555,6	12,58 6,01 1,53	12,58 5,99 2,52	0,00	0,03		
1	304475,04	12,48 6,07 4,59	12,58 5,99 5,58	0,10	0,09		
2	304475,04	12,48 6,07 7,65	12,58 5,99 8,64	0,10	0,09		
3	304475,04	12,48 6,07 10,71	12,58 5,99 11,70	0,10	0,09		
4	304475,04	12,48 6,07 13,77	12,58 5,99 14,76	0,10	0,09		
5	304475,04	12,48 6,07 16,83	12,58 5,99 17,82	0,10	0,09		
6	304475,04	12,48 6,07 19,89	12,58 5,99 20,88	0,10	0,09		
7	304475,04	12,48 6,07 22,95	12,58 5,99 23,94	0,10	0,09		
8	310284,08	12,58 6,11 26,01	12,59 5,74 27,05	0,00	0,37		

Tableau:Caractéristiques Massique de la Structure

IV.10 : conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats

Les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculer les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

V Etude sous charges horizontales :

V-1) ETUDE AU VENT :

1. Introduction:

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

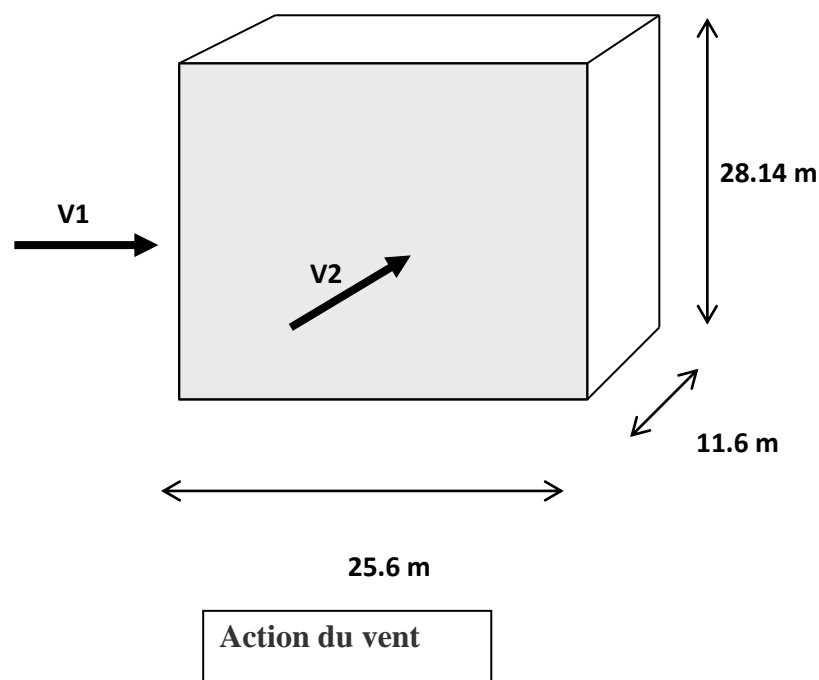
- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

2. Application des RNV 99 :

la vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie IV** (art 1.1.3 RNV99)



L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

1) détermination de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51); pour :

Sens x:

$h = 28.14$ m; $b = 25.6$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.94$

Sens y:

$h = 28.14$ m; $b = 11.80$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.96$

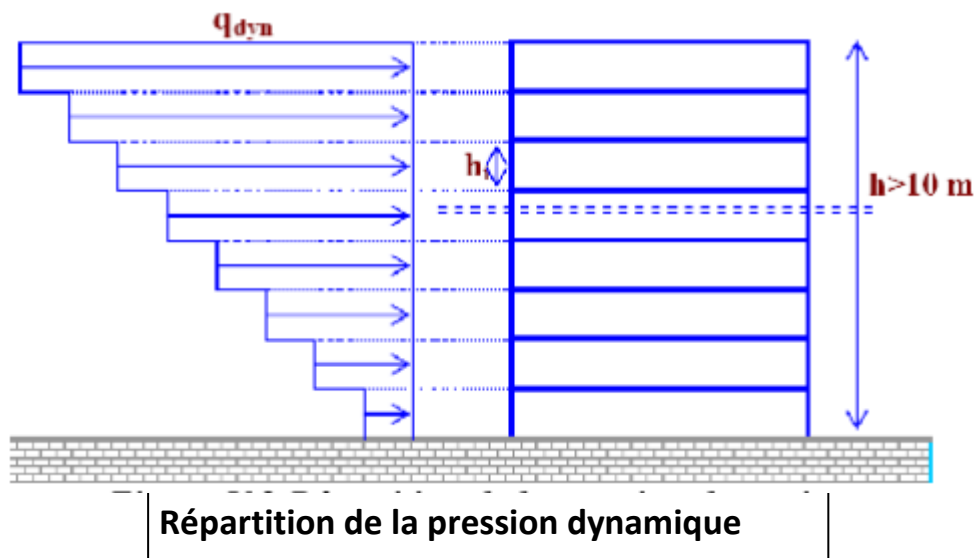
C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.



La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99) .

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 page 58 en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow Z_{\min}=16\text{m} \leq Z=28.14\text{m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

K_T: Facteur de terrain. $K_T = 0,24$.

Z₀ : Paramètre de rugosité. $Z_0 = 1 \text{ m}$.

Z_{min}: Hauteur minimale. $Z_{\min} = 16 \text{ m}$.

Z : Hauteur considérée.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est vertical,

Z _j (M)	CR	CE	Q _{DYN} (N/M ²)
1.53	0,102	0.181	67.875
4.59	0,365	0.746	279.75
7.65	0,488	1.057	396.375
10.71	0,569	1.276	478.5
13.77	0,629	1,450	543.75
16.83	0,677	1,594	597.75
19.89	0,717	1,718	644.25
22.95	0,751	1,825	684.375
26.01	0.782	1.925	705

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe}s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \lg_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

Sens x-x : $h = 28.14 \text{ m}$; $b = 25.6 \text{ m}$. $d = 11.8 \text{ m}$.

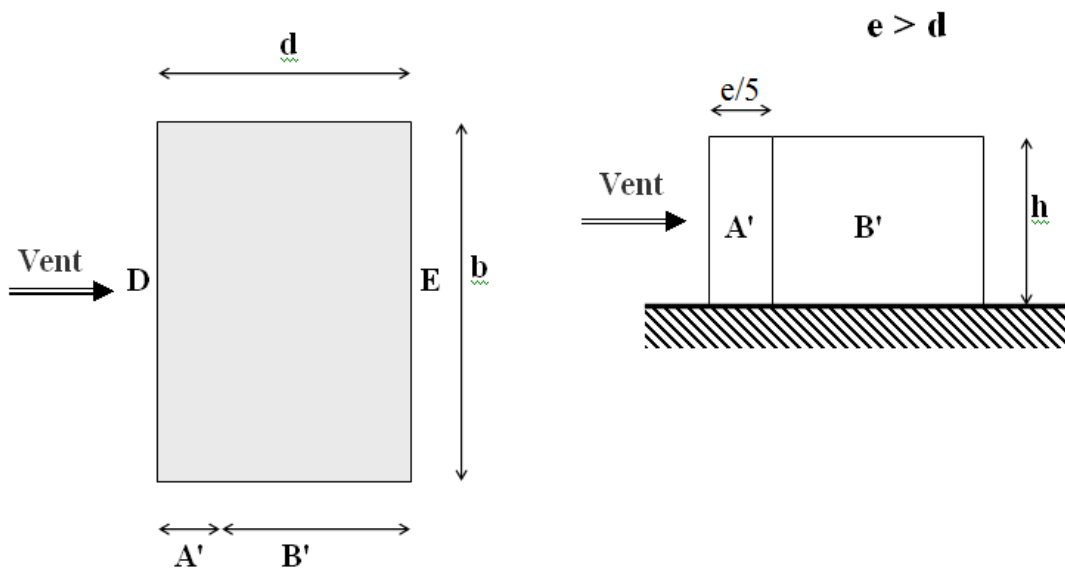
$e = \text{Min}(b, 2h)$.

$\Rightarrow e = \text{Min}(25.06 ; 2 \times 28.14)$.

$e = 25.6 \text{ m}$.

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 25.6 \text{ m}$

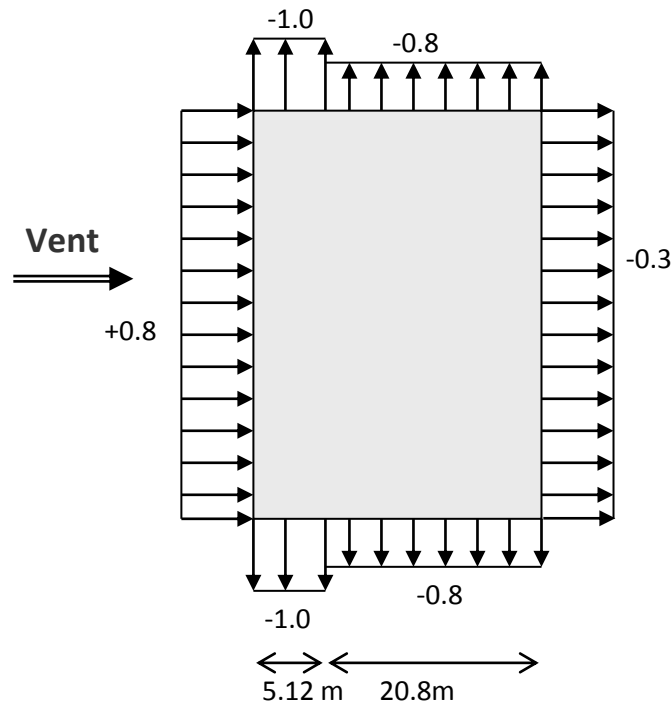
h : La hauteur total de la construction.



Vue en plan

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

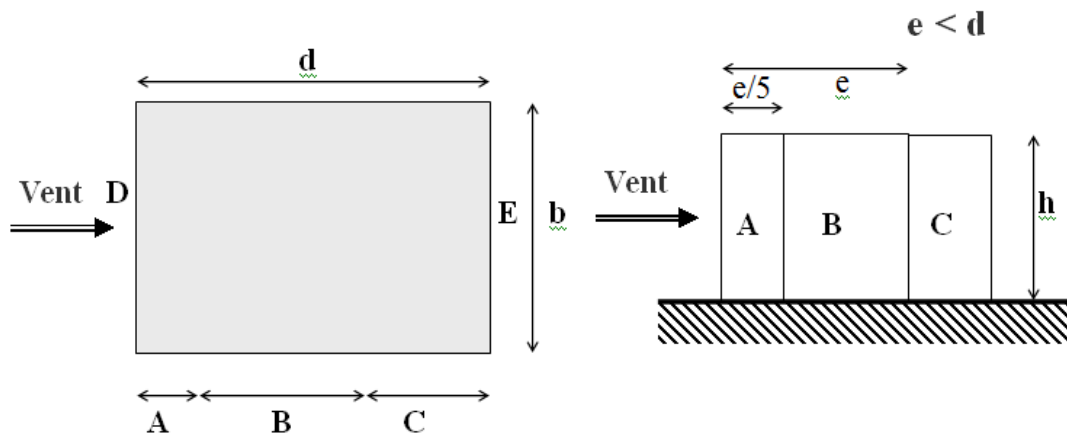
A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3



Sens y-y : $h = 28.14 \text{ m}$; $b = 11.8 \text{ m}$. $d=25.6\text{m}$

$e = \text{Min} (11.8, 2 \times 28.14)$.

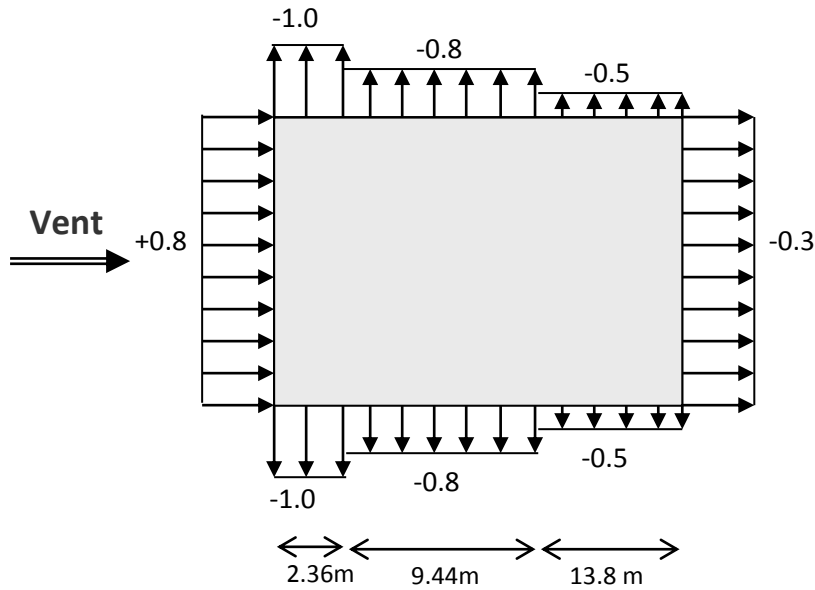
$e = 11.8 \text{ m}$.



Vue en plan

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

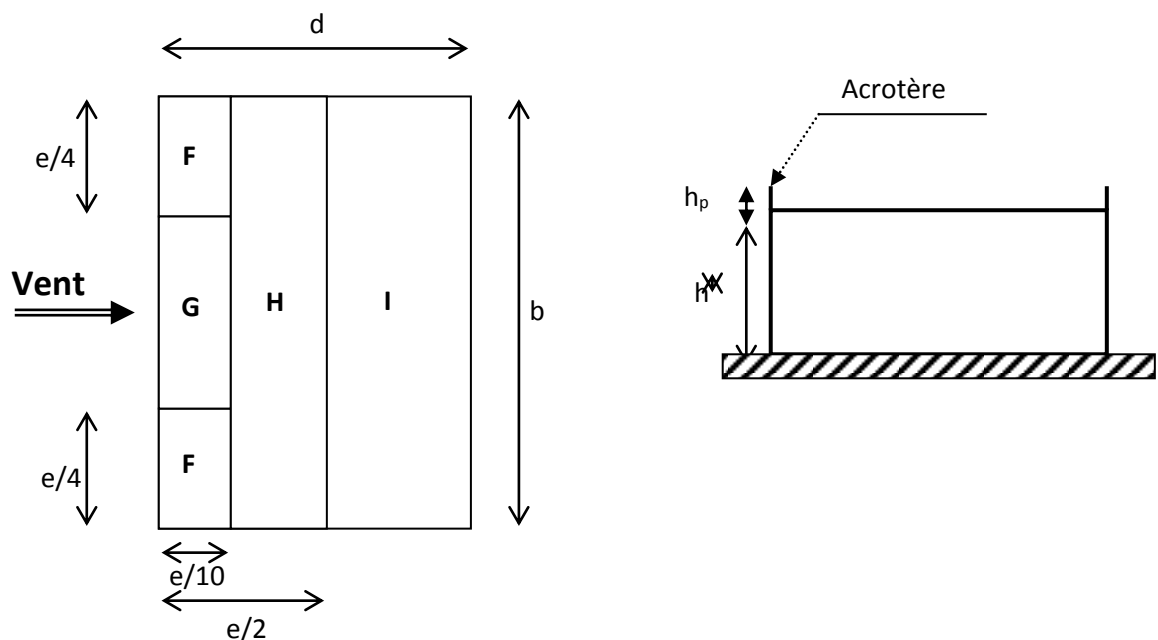


b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = \min[25.6 ; 2 \cdot 28.14] \Rightarrow e = 25.6$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent



		ZONE			
		F	G	H	I
		C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
Avec acrotères	h_p/h = 0,025	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2
	h_p/h = 0,050	-1,4	-0,9	-0,7	± 0,2
	h_p/h = 0,100	-1,2	-0,8	-0,7	± 0,2

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/28.14 = 0,021$.

4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}:

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : C_{pi} = 0.8 et C_{pi} = -0.5 (art 2.2 P93).

5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p:

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} + C_{pi}$

Alors on a le tableau suivant :

ZONE	C _{PI}	C _{PE} = C _{P10}	C _P
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur de la coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple $Z_j = 19.89$ m

$$q_{dyn} = 644.25 \text{ N/m}^2$$

Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x : $C_d = 0.94$

ZONE	C_{PE}	W_j	Q_j
A'	-1.0	-1159.65	-1090,071
B'	-0.8	-1030.8	-965.95
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-708.675	-666.154

Sens y : $C_d = 0.96$

ZONE	C_{PE}	W_j	Q_j
A'	-1.0	-1159.65	-1113,264
B'	-0.8	-1030.8	-989,568
C	-0.5	-837.52	-804,0192
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-708.675	-680,328

Pour $C_{pi} = -0.5$:

Sens x : $C_d=0.94$

ZONE	C_{PE}	W_j	Q_j
A'	-1.0	-322.12	-302,868
B'	-0.8	-193.27	-181,673
D	+0.8	837.52	787,268
E	-0.3	128.85	121,119

Sens y : $C_d=0.96$

ZONE	C_{PE}	W_j	Q_j
A'	-1.0	-322.12	-309,235
B'	-0.8	-193.27	-185,539
C	-0.5	0	0
D	+0.8	837.52	804,019
E	-0.3	128.85	123,696

7) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x: b = 25.6 m; d = 11.8m; h = 28.14 m.

$$\frac{d}{b} = 0.46 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = 0.419 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

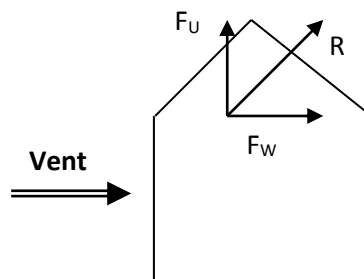
Sens yb = 11.8 m; d = 25.6m; h = 28.14 m.

$$\frac{d}{b} = 2.16 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = 0.90 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

8) Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

Σ : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : Aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Zj (m)	Zone	s(x) m2	s(y) m2	Q _{dyn} (N/m2)	q _j (x)	q _j (y)	R(x) (N)	R(y) (N)
1.53	-1.1	48.042	36,108	67.875	-69.958	-70.92	-3 343,62	-2 560,77
4.59	-1.1	48.042	36,108	279.75	-288.338	-292.338	-13 852,33	-10 555,74
7.65				396.375	-408.54	-414.211	-19 629,52	-14 956,33
10.71				478.5	-493.18	-500.03	-23 693,35	-18 055,08
13.77				543.75	-560.443	-568.218	-26 924,80	-20 517,21
16.83				597.75	-616.10	-624.648	-29 598,67	-22 554,78
19.89				644.25	-664.028	-673.241	-31 901,23	-24 309,38
22.95				684.375	-705.385	-715.171	-33 888,10	-25 470,04
26.01				-2.4	13.20	9.18	705	-1585.404
	-1.9	705	-1255.111	-1272.525			-16 797,33	-11 681,77
	-1.5	705	-990.877	-1004.62			-13 260,98	-121 735,79
Somme =							-184 129,43	-287 152,82

$$R_x = -184\ 129,43N$$

$$R_y = -287\ 152,82N$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

VI.1. INTRODUCTION :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot2014), qui permet de déterminer des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tab. VI.1 : caractéristique mécanique des matériaux.

VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

VI.2.1. Combinaisons des charges :

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

Selon BAEL 91 :

E.L.U : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$ (1)

ELS : $G+Q$

Selon R.P.A 99/2003 :

Situation accidentelle (article 5.2) :

$-G+Q+E$ (2)

$-0.8G+E$ (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une

grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

- 1) **ELU, ELS** \longrightarrow N^{\max} ; M^{corr}
- 2) **G+Q ± E** \longrightarrow M^{\max} ; N^{corr}
- 3) **0,8G+E** \longrightarrow N^{\min} ; M^{corr}

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

VI.2.2. Etapes de calcul :

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = e \cdot N_u$$

Avec : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right)$$

\emptyset : Généralement égal à 2 .

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

VI.2.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

❖ Ferrailage longitudinale :

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

✚ Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3 \% \text{ en zone courant.}$$

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

$$A_{\min} = A_s > 0,8 \% bh.$$

\longrightarrow Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

❖ **Armatures transversales :**

—————→ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_l : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

t : Est l'espacement des armatures transversales.

VI.2.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux de section : (40×50) cm²**

$C = C' = 3\text{cm}$, $d = h - c = 50 - 3 = 47\text{cm}$, Acier $F_e E = 400\text{MPa}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$L = 3.06\text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
2241.71	13.51	101.17	728.42	108.09	7.43	1631.71	9.80

Tab. VI.2 : tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

1^{er} cas : (ELU)

$$N_{\max} = 2241.17 \text{KN}; M_{\text{corr}} = 13.51 \text{ KN.m}$$

$$e = e_1 + e_2 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

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

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{13.51}{2241.17} = 0,006 \text{m} = 0.6 \text{cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{cm.}$$

$$e_1 = 0,006 + 0.02 = 0,026 \text{ m}$$

L : hauteur totale du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max \left(15; \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.28 < \max (15 ; 1.04)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

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

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 14.84 \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 0.82 \times 2) = 0.0009 \text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,026 + 0.0009 = 0,027 \text{m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \cdot e = 2241.71 \times 0,027 = 60.526 \text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 2241.71 \text{ KN} ; M_{\text{corriger}} = 60.526 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') b \cdot h \cdot f_{bu}.$$

$$= (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) 0,4 \times 0,50 \times 14,2 = 386.524 \text{ KN.m}$$

$$A = 386.524 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot \alpha + M_u$$

$$\alpha = \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,47 - \frac{0,50}{2} = 0,210 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 2241.71 \times 0,22 + 60.526 = 553.70 \text{ KN.m}$$

$$B = 2241.71 \times (0,47 - 0,03) - 553.70 = 455.07 \text{ KN.m}$$

$A < B$ Donc la section est entièrement comprimée.

- L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à

L'intérieur du noyau central de la section ($e < \frac{h}{6}$).

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{531280}{14,2 \times 40 \times 47^2} = 0,337$$

$$\mu < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,91 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 49,67 \text{ cm}^2 \quad A = 49,67 - \frac{2280000}{100 \times 400} = -15,85 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : (G+Q+E) :

$$N_{\max} = 728.42 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 101.17 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{101,17}{728,42} = 0,138 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,138 + 0,02 = 0,158 \text{ m}$$

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

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

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

$$= \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 0.82 \times 2) = 0.001 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.158 + 0.001 = 0.159 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \cdot e = 728.42 \times 0.159 = 115.182 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81C') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) 0.4 \times 0.50 \times 18.5 = 503.570 \text{ KN.m}$$

$$A = 503.570 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot \alpha + M_u$$

$$\alpha = 0.210 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 728.42 \times 0.210 + 115.182 = 268.150 \text{ KN.m}$$

$$B = 728.42 \times (0.47 - 0.03) - 268.150 = 37.786 \text{ KN.m}$$

$$B = 37.786 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est entièrement comprimée.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < \frac{h}{6}$).

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{268150}{14.2 \times 40 \times 46^2} = 0.223$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.148$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.94 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_c}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 17.82 \text{ cm}^2$$

$$A = 17.82 - \frac{728420}{100 \times 400} = -0.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

3^{ème} cas : (0.8G + E)

$$N_{\max} = 108.09 \text{KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 7.43 \text{KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{7.43}{108.09} = 0,068 \text{m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.068 + 0,02 = 0,088 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$= \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 0.82 \times 2) = 0.001 \text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.088 + 0.001 = 0.089 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \cdot e = 108.09 \times 0.089 = 9.69 \text{KN.m}$$

$$A = 503.57 \text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \cdot \alpha + M_u$$

$$\alpha = 0.210 \text{ m}$$

$$M_{\text{ua}} = 108.09 \times 0,210 + 9.69 = 32.38 \text{KN.m}$$

$$B = 108.09 \times (0,46 - 0,04) - 32.38 = 13.017 \text{KN.m}$$

$$B = 13.017 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est entièrement comprimée.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < \frac{h}{6}$).

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32380}{14.2 \times 40 \times 46^2} = 0,026$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0158$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,993$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.77 - \frac{108090}{100 \times 400} = -0.932 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification des sections :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs : $A_{s \min} = 16 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{BAEL} \geq A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 46 \times 40 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{BAEL} \geq 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^{cal} ; A^{BAEL} ; A^{RPA})$$

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
ELU	0	16	2.22	8HA16 =16.08cm ²
G+Q+E	0			
0.8G+E	0			

❖ Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de

faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} ; M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

❖ Pour le premier cas on a :

$$N_{ser} = 1631.71 \text{ KN} ; M_{ser} = 9.80 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{9.80}{1631.71} = 0.060 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
Nous avons des notions suivantes :

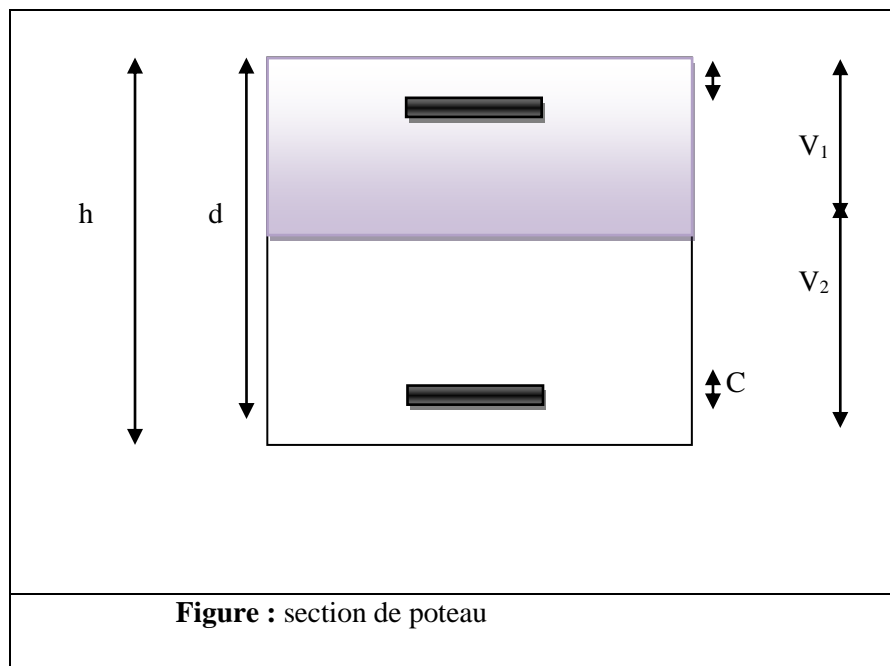
$$B_0 = b \times h + 15 (A)$$

$$= 40 \times 50 + 15 \times 16 = 2240 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{2240} \left[\frac{40 \times 50^2}{2} + 15(8 \times 3 + 8 \times 47) \right] = 22.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 22.85 = 27.14 \text{ cm}$$



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1 \times (V_1 - c_1)^2 + A_2 \times (V_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (22.85^3 + 27.14^3) + 15 [8 \times (22.85 - 3)^2 + 8 \times (27.14 - 3)^2]$$

$$= 117211,452 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 9.80 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{1631710}{100 \times 2240} = 7.28 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{9800}{117211,452} = 0.083$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times V_1 = 7.28 + 0.083 \times 22.85 = 9.22 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_b = 9.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.Ude résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15 [\sigma_0 + K (V_1 - C')] = 15 [7.28 + 0.083 (22.85 - 3)] = 133.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 [\sigma_0 + K (d - V_1)] = 15 [7.28 + 0.083 (47 - 22.85)] = 139.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 133.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\sigma_s^2 = 139.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

❖ Armatures transversales :

1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± E) donné l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 73.75 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \\ &= \left(\frac{73750}{400 \times 470} \right) = 0,39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0.39 < \tau_{bu} = 3.33 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification du ferrailage transversal selon le RPA99V2003:

Les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur de la section.

F_e : contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$V_u = 73.75 \text{ KN}$$

$$h_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 \times L$)

$$\lambda_g \leq 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 3.75$$

- **Condition d'espacement :**

- **dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10 \varnothing_l, 15 \text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

- **dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_l \text{ en zone IIa}$$

Où \varnothing_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

- ❖ **Vérification dans la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_e} = \frac{3,75 \times 73750 \times 0.10}{50 \times 400} = 1.38 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1.38 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_e} = \frac{3,75 \times 73750 \times 0.12}{50 \times 400} = 1.65 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1.65 \text{ cm}^2 \text{ soit 2 cadres de HA8 } A_t = 2.01 \text{cm}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°; ayant une longueur de $8\phi_t = 10 \text{cm}$.

- **Vérification des cadres des armatures minimales : d'après**

- **RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente

Dans la zone nodale $t = 10 \text{ cm}$

$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\%$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\%$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

- **BAEL91 : (art A.8.1.3)**

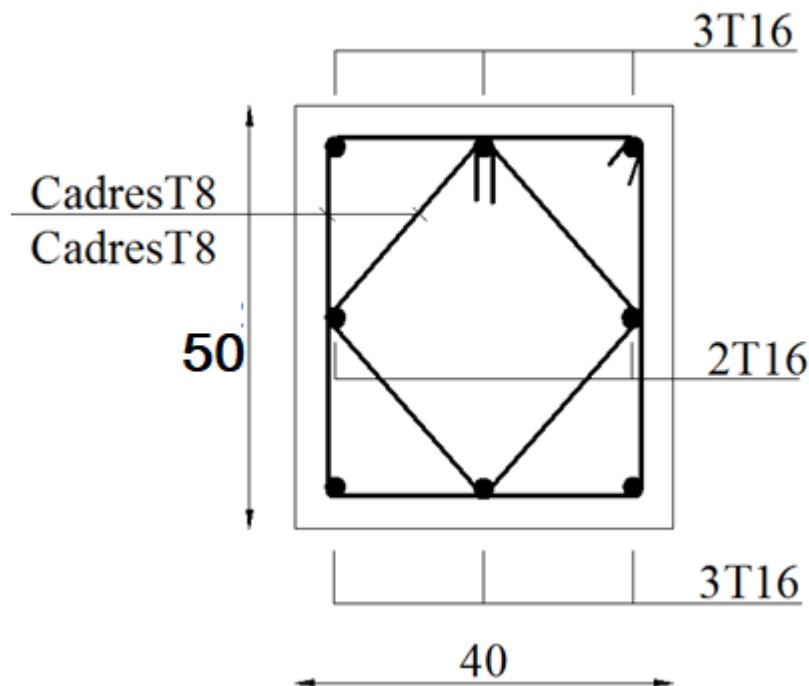
1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ condition vérifiée.

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15\phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier



VI.3.2. ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime

« ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

• En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

• **Selon BAEL91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$ en travée.

• **Selon RPA99/2003 :**

$G + Q \pm E$ sur appui

$0.8G \pm E$en travée

• **Recommandation RPA99/version2003:**

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50ϕ en zone III

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

• **Ferraillage longitudinale des poutres :**

- **Pour les poutres principales :**

$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

$$\phi \geq \frac{h}{10}, \phi \geq \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$$

$C = 3.5 \text{ cm}$

• **Pour les poutres secondaires (chinages)**

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

$$\phi \geq \frac{h}{10}, \phi \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{40}{2} = 3 \text{ cm}$$

En prendre: $C = 3.5 \text{ cm}$

$$f_{su} = f_e E = 400 \text{ Mpa.}$$

- **Vérifications nécessaires pour les poutres :**
- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre secondaire}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre principale}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre secondaire}$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre principale}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre secondaire}$$

- **calcul le ferrailage:**

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale	133220	0.181	0.392	0.251	0.899	10.25
Poutre secondaire	72810	0.128	0.392	0.171	0.931	6.15

E.L.S : Combinaison (G + Q). : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

	$M_U \text{ (N.m)}$	$M_{\text{ser}} \text{ (N.m)}$	A	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	133220	96630	0.151	1.37	0.435	Verifier
Poutre secondaire	72810	53240	0.0778	1.37	0.435	Verifier

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} cm ²	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	10.25	1.50	6.75	1.35	10.25	3T14+3T16=10.65
Poutre secondaire	6.15	1.32	6	1.20	6.15	3T12+3T12=6.79

Sur Appuis**-Combinaison (G + Q + E).**

	M (N.m)	μ	μ_t	A	B	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	144370	0.197	0.392	0.276	0.889	11.11
Poutre s sous voile	119670	0.210	0.392	0.138	0.944	10.11
Poutre S sans voile	61160	0.105	0.392	0.138	0.944	5.10

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre Principale	11.11	1.5	3.38	1.35	11.11	6T16= 12.06
Poutre .S .sous voile	10.11	1.32	3	1.20	10.11	3T14+3T16= 10.65
Poutre. S .sans voile	5.10	1.32	3	1.20	5.10	3T12+3T12=6.79

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**-Les Poutres Principales :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0.078 \geq 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow 0.078 \geq 0.085 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow 0.0082 \leq 0.0105 \dots \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0.0919 \geq 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow 0.0919 \geq 0.085 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow 0.0056 \leq 0.0105 \dots \text{cv}$$

- **Ferraillage des armatures transversales :**

-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- ✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

- **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 191KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{191000}{300 \times 415} = 1.53MPa < \min \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 149KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{149000}{300 \times 365} = 1.36MPa < \min \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

Disposition constructives :

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} s_t \Rightarrow 10cm$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} s_{t,p.p} = \frac{45}{2} = 22.5cm$$

$$s_{t,p.s} = \frac{40}{2} = 20cm$$

$$s_t \leq \min \{ 0.9d ; 40cm \} s_{t,p.p} \leq \min \{ 37.5 ; 40 \} cm \dots (cv)$$

$$s_{t,p.s} \leq \min \{ 32.5 ; 40 \} cm \dots (cv)$$

$$s_{t1} = s_{t2} \Rightarrow 15cm$$

- **Les armatures transversales :**

Le diamètre : BAEL91(art A7.2.2) :

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

$$\emptyset_t \leq \min (450/35, 14, 300/10) = 12.85$$

Alors soit des cadres $\emptyset_L = 8\text{mm}$ de nuance FeE 400

➤ **Les Poutres principal :**

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003 art(7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 1,35 \text{ cm}^2 = 4 \text{ T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (32,85\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23) :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA})$$

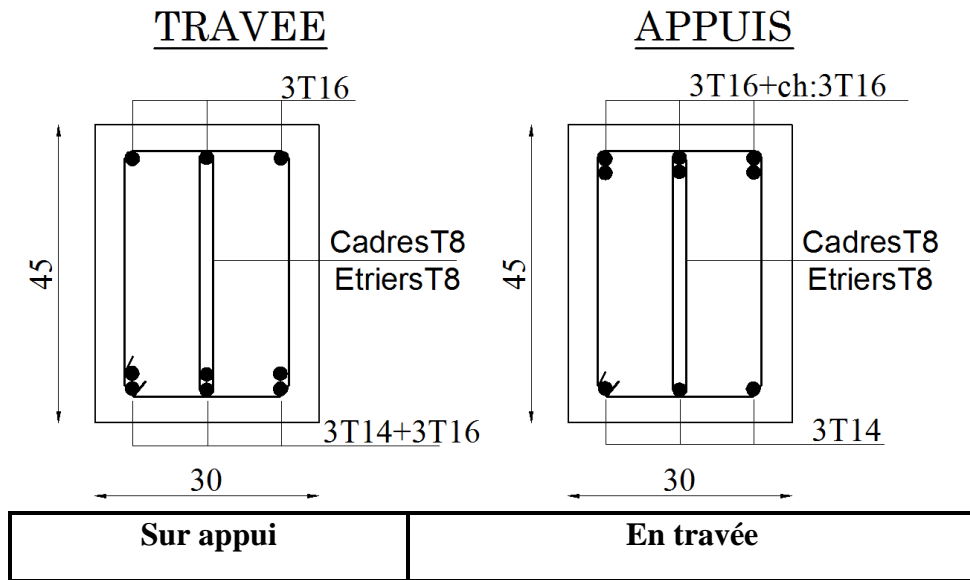


Figure V.04. Ferrailage de la poutre principale.

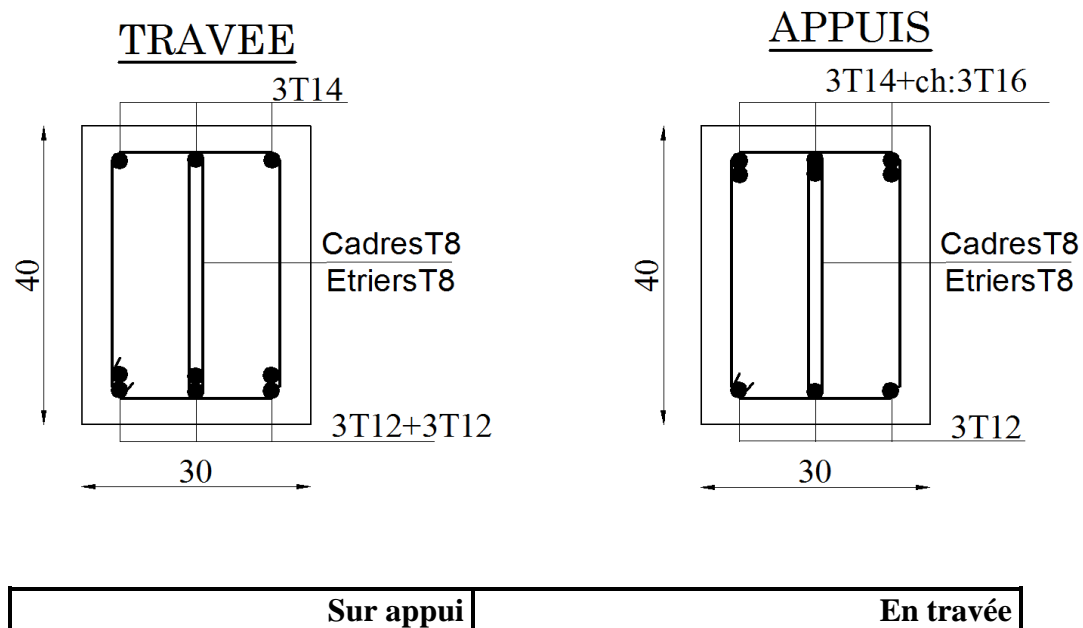


Figure VI.04. Ferrailage de la poutre secondaire sous voile

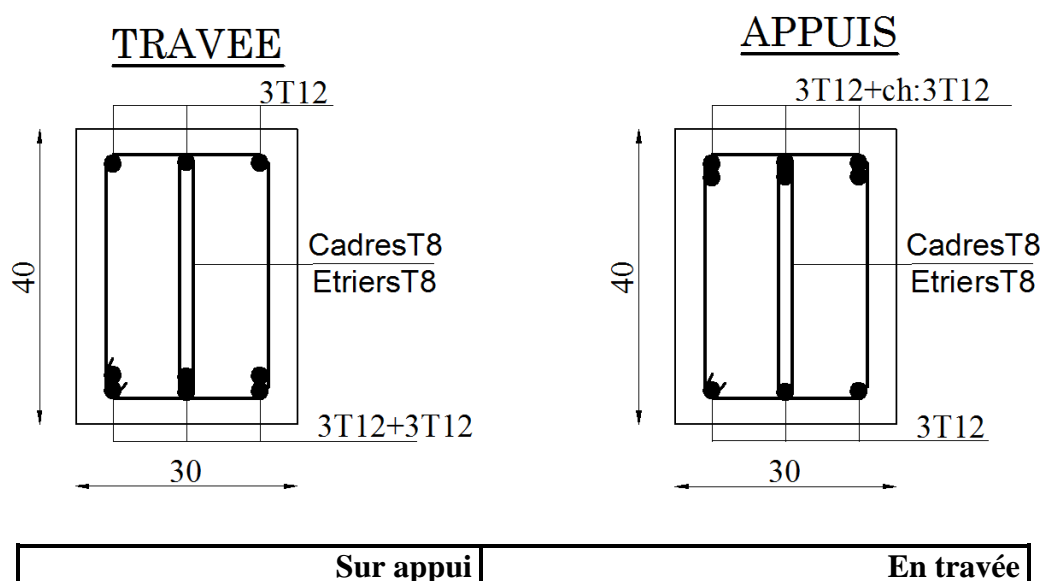


Figure VI.04. Ferrailage de la poutre secondaire sans voile

VI.3. Ferrailage Des Voiles :

3.1. Voiles pleins :

3.1.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.

6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

3.1.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diameter des barres horizontals.

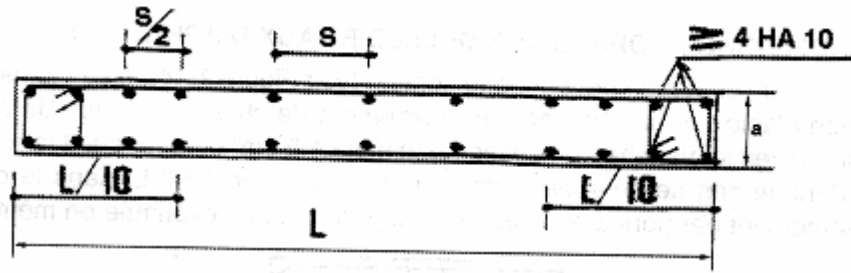
- Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe ,les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ,Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)ne devrait pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- Armatures transversals :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.



3.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Étapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

- Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par : $A=0$;

$$\text{Avec:} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}} \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

➤ la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \quad \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles plats}$$

$$\diamond \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$\diamond \text{ 3}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

3.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

3.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$
- $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\max} = M_g + M_q + M_e$$

3.5.exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure

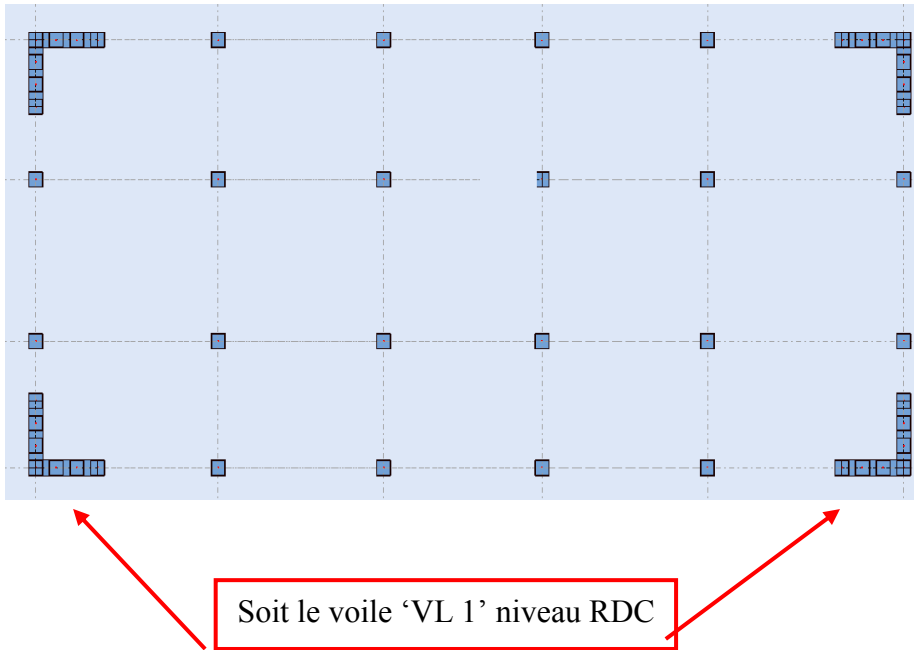


Fig.VI.05.disposition des voiles.

Calcul de la section d'armature : selon les règles **BAEL 91**

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=1.8 m)

G+Q+ E

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	632.91	98.26	491.62

$$\rightarrow M_{max} = 491.62 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 98.26 \text{ KN}$$

$$h = 1.80 \text{ m} \quad ; \quad c = \frac{h}{20} = \frac{180}{20} = 9.00 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 1.71 \text{ m} \quad ; \quad a = 0, 15 \text{ m}$$

Determination de l'excentricité e:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{98.26}{491.62} = 0.199 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 180 - 0.81 \times 9) \times 15 \times 180 \times 14.2$$

$$A = 2046205.8 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 491.62 + 98.26 \times (1.71 - \frac{1.80}{2}) = 571.210 \text{ KN.m}$$

$$B = 98.26(1.71-0.09) - 571.210 = -356.30 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Verification de flambement:

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0.199}{1.80} = 11 \frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{1.80} = 0.85$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\{15; 11\} \rightarrow (\text{C.V})$$

3.6. Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 571.210 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.963 \Rightarrow \alpha = 0.09$$

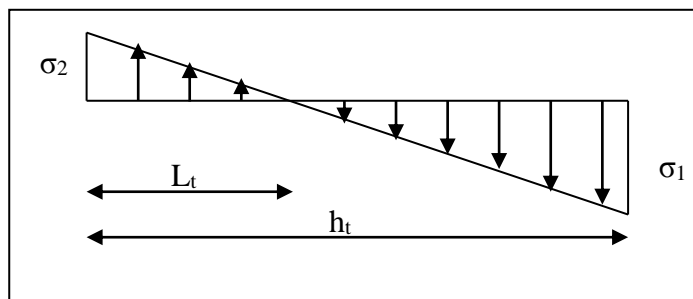
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{571210}{400 \times 0.963 \times 171} = 8.68 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée : $A_{cal} = A_f \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.68 -$

$$\frac{98.26 \times 10^3}{400 \times 100} = 6.22 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{98.26 \times 10^3}{150 \times 1800} + \frac{6 \times 491.62}{150 \times (1800)^2} = 7.10 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{98.26 \times 10^3}{150 \times 1800} - \frac{6 \times 491.62}{150 \times (1800)^2} = -6.34 \text{MPa}$$

$$0 \geq \sigma_2 \quad ; \quad \sigma_1 \geq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.80 \text{m}$$

$$\text{Alors } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 80 \times 15 = 2.4 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 180 = 4.05 \text{cm}^2$$

Résultats final :

$$\text{Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$$

$$\text{Alors en prend } A = 6.22 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$h' = 180 - 2 \times 80 = 20 \text{cm}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 20 = 0.3 \text{cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 6.22 + 0.3 = 12.74 \text{cm}^2 > A_{min}^g = 4.05 \text{cm}^2$$

-L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.3.

$$S < \min(1.5a; 30 \text{cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{cm})$$

$$\text{On prendre } : S = 22.5 \text{cm}$$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2} \text{cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On prendre } : D = 11.25 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par leRPA99

- **Choix d'armature:**

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{12.74}{2} = 6.23 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{nap1} = A_{nap2} = 6 \text{HA}10 + 9 \text{HA}10 = 11.78 \text{cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement : RPA (ART 7.7.2.) :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 632.91}{15 \times 1800} = 3.28 < 5 \text{ MPA} \dots \dots (C.V)$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section

-Armatures horizontales :

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3/

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante:

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$

✓ *Armatures Transversals* :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

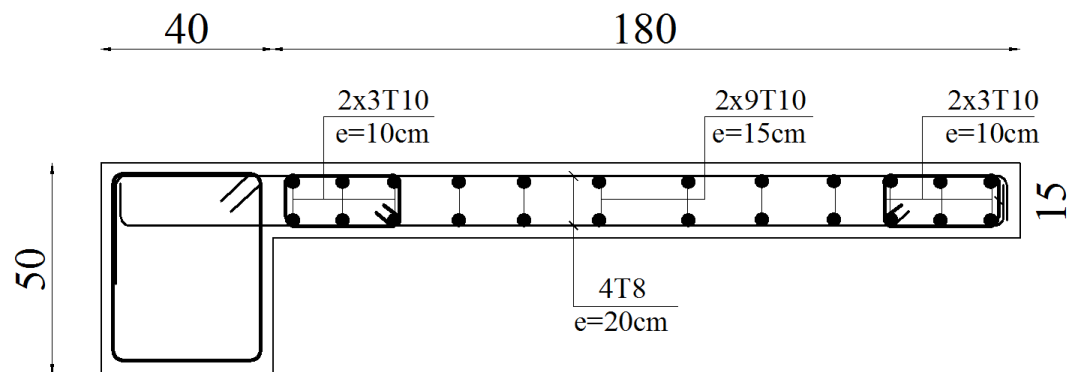


Fig.VI.06. Ferrailage de la voile.

Chapitre VII:
ÉTUDE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage, on distingue deux types de fondations :

- ✓ **Fondations superficielles :**Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.
- ✓ **Fondations profondes :** Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante et dans les projets de grandes surcharges. Dans ce cas la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VII.2 : Étude des fondations :

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$.

2.2 / Choix du type de fondation : Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

Pour notre projet, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.5 bars**, on a adopté un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et ferrailage est facile à réaliser. Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**).

Justification du choix du radier :

Si $\frac{S_{semelle}^{total}}{S_{total}} \geq 50\%$ de l'emprise du bâtiment.

$P_{ser} (\sum N_i) = G+Q = 30154.83\text{KN}$, N : l'effort normal transmise sur chaque semelle.

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar.}$$

-Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser} (\text{max})}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{30154.83}{150} = 201.032\text{m}^2$$

$$S_{batiment} = 302.02 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \times 100 = \frac{201.02}{302.02} \times 100 = 66\% > 50\% \text{ de l'emprise du bâtiment. Donc le choix}$$

du radier peut être adapté.

VII.3 : Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux et les voiles de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

3.3.1 / Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3.3.2 /Pré-dimensionnement :**Épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h_r) doit satisfaire les conditions suivantes.

Condition forfaitaire :

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{570}{20} = 28,5\text{cm}, L_{max} \text{ est La plus grande distance entre deux poteaux.}$$

On peut admettre une épaisseur de dalle $h_r = 40\text{cm}$.

- **la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}, L_{max} \text{ est distance maximal entre deux fils successives.}$$

$$b \geq 570/10 = 57 \text{ cm.}$$

Condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 5.7 \text{ m}$.
- L_e : Longueur élastique.
- E : Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- I : Inertie de la section de radier. ($b=1 \text{ ml}$)
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- B : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[4]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}; K=4000\text{t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.7^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.86 \text{ m}$$

D'après les vérifications précédentes on peut adopter un radier nervuré avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$h_t = 90 \text{ cm}$, pour les nervure.

$h_r = 40 \text{ cm}$, pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{\sqrt{2}}{\pi} \cdot L_{max} \Rightarrow \sqrt[3]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0303}{4000 \times 0.5}} = 5,80 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 3,63... (cv)$$

3.3.3 Calcul de la surface minimale du radier :

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 41308,03 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 30154,83 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{41308,03}{1,33 \times 150} = 207,06 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{30154,83}{1,33 \times 150} = 151,15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 291,21 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 207,06 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > à la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (25,70 m).

L_y : largeur en plan (11,80 m).

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.4 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 291,21 + 0.5 \times 2 \times (15.7 + 11.9) = 318,81 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (318,81 \times 0.5 \times 25) = 3985,125 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 41308.03 + 1.35 (3985,125) = 46687,94 \text{ KN}$$

$$N_s = 30154.83 + 3985,125 = 34139,955 \text{ KN}$$

4. Vérifications de radier :

4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}, \text{ Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{46687,94 \times 1}{291.21} \cdot \frac{5.7}{2} = 456.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{456.92 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.269 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$ Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicité et avec $e=15\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 1.8 + (2 \times 0.9)) = 7.5\text{m}$$

$$0.045 \times 7.5 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 5062,5\text{KN}$$

$$N_u = 1029,27\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 5062,5\text{KN(C.V)}$$

Vérification pour les Poteaux : Le Poteau et le plus sollicité.

$$\mu_c = 2(0.40 + 0.50 + (2 \times 0.90)) = 5.4\text{m}$$

$$N_u = 2241.71\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 3645\text{KN(C.V)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 313,29 = 8458,83\text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = $NG + G_{radier}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h=1.8\text{ m}$)

$G_T = 30154.83 + 1.35 (3985,125) = 35534,748 \text{KN} > 8458,83 \text{KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e$: l'excentricite de la resultante des charges verticales.

$N_{\text{total X}} = 31721,00 \text{KN}$

$N_{\text{total Y}} = 33780.96 \text{ KN}$

$M_x = 120.66 \text{KN}$

$M_y = 96.65 \text{KN}$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
$N_{\text{total}}(\text{KN})$	31721,00	33780.96
$M(\text{KN.m})$	120.66	96.65
$e(\text{m})$	0,0038	0,0028
$L/4(\text{m})$	6,475	2,925
Condition	Vérifier	Vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 3609.04 \text{ m}^4$

$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 16863.138 \text{ m}^4$

Le centre de gravité :

$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$

$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$

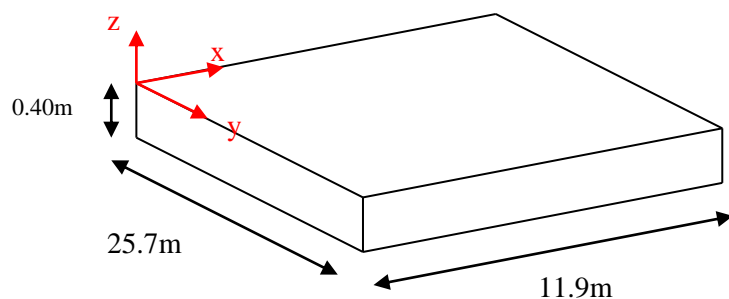


Fig.VI.01.schéma de radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	Ex	ey
x_g	12.85	12.58	0.27	
y_g	5.95	6.01		0.06

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{KN/m}^2.$$

$$Xg=12.85\text{m}, Yg = 5.95\text{m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	3609.04	31721,00	120.99	291.21
Y-Y	16863.138	33780.96	96.65	291.21

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	123.86	94.01	116.397	199.5	C.V
Y-Y	118.58	113.44	117.295	199.5	C.V

VII.3.1.Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de l'Annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν). La fissuration est considérée comme étant préjudiciable

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Calcul des moments fléchissant : $G=3993.42KN$, $Q=26161.42KN$

ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u= 44425.77/ 291.21$	$q_{ser}=30154.84/ 291.21$
$q_u= 141.84 KN/m^2$	$q_{ser}=103.55KN/m^2$

VII 3.1 Ferrailage de la dalle de radier :

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (4.35×5.7) m².

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** : $v = 0$; $q_u= 141.84.KN/m$

$\alpha = 4.35/5.7 = 0.76 > 0.4$. Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **À partir du tableau** (livre exercés de béton armé selon le BAEL83) :

$\mu_x = 0.062$ et. $\mu_y = 0.501$

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.062 \times 141.84 \times 4,35^2 = 166.40KN.m/ml.$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.501 \times 166.40 = 83.369KN.m/ml.$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 166.40 = 141.44KN.m/ml.$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 83.369 = 70.863KN.m/ml.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 166.40 = 49.92KN.m/ml.$

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}, A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$

$dx = h - c = 40 - 5 = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 33.6 \text{ cm}$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

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

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N × m)	49920	141440	49920	70863
μ	0.028	0.029	0.031	0.044
μ < μL	CV	CV	CV	CV
α	0.035	0.045	0.039	0.056
β	0.985	0.981	0,984	0.977
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	4.16	11.83	4.33	6.20
As min (cm²/ml)	4.22	4.22	4.05	4.05
Choix des barres/ml	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
AScorres (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

■ **l'ELS:** $v = 0.2$; $q_s = 103.55 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.35/5.7 = 0.74 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0674$$

$$\mu_y = 0.657$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 132.065 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 86.76 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 112.25 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 73.73 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 33.67 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures:**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (n.m)	33670	112250	33670	73730
μ	0.018	0.061	0.019	0.043
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	15	15	15	15
α	0.022	0.078	0.023	0.054
β	0.990	0.968	0.994	0.978
$\sigma_{st}(\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	4.81	16.43	4.99	11.12
As_{min}(cm²/ml)	4.22	4.22	4.05	4.05
choix des barres/ml	5HA12	5HA12	5HA12	HA12
As_{corr}(cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21) :

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{141.84 \times 5.7 \times 4.35}{2 \times 5.7 + 4.35} = 223.297 \text{KN.}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{141.84 \times 5.7 \times 4.35}{3 \times 5.7} = 205.668 \text{KN.}$$

$$V_u = \max(V_{ux} ; V_{uy}) = 223.297 \text{ KN}$$

Donc $\tau_u = \frac{223297}{1000 \times 570} = 0.391 \text{MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min(2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa})$$

$$\tau = 0.391 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

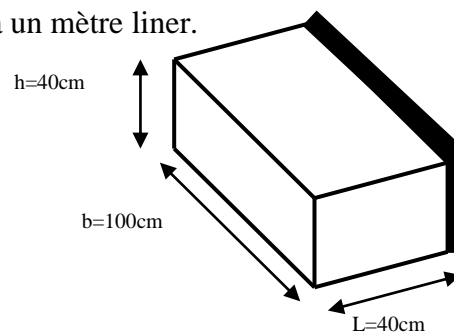
- Étude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre limer.

$$h = 0.40 \text{m}$$

$$b = 1 \text{m}$$

$$d = 0.9 h = 0.36 \text{m}$$



- **Présentation schématique :**

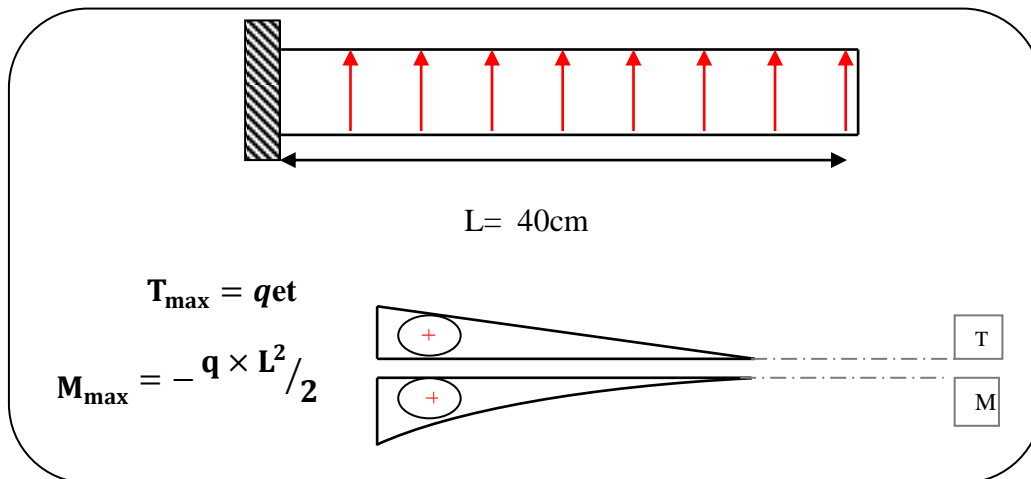


Fig.VII.02.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.43\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.34\text{cm}^2$$

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 141.84 \times (0.4)^2 / 2 = 11.34\text{KN.m}$$

■ **L'ELS :** (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 103.55 \times (0.4)^2 / 2 = 8.28\text{KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{Adop} (cm^2)	Section adoptée
ELU	11.34	0.006	0.0075	0.996	0.90	4.34	5.65	5HA12
ELS	8.28	0.004	0.005	0.997	1.14	4.34	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h_r = 0.36\text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 141.84 \times 0.4 = 56.73\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{56.73 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.10 < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII-4 Étude de la nervure :

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

Les sollicitations sur les nervures :

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges

équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par le Robot.

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{41308,03}{318.81} = 129.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{30154,83}{318.81} = 94.58 \text{ KN/m}^2$$

-Sens X-X :

ELU

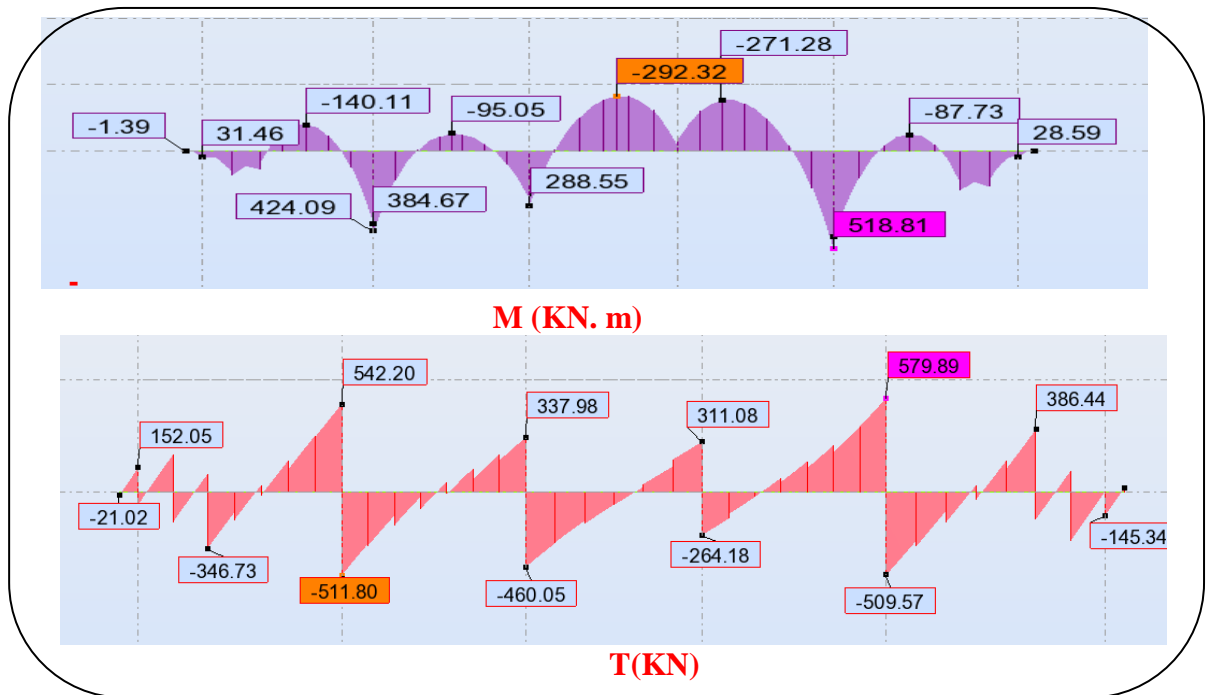


Fig.VII.03. sollicitations des nervures sens X-X (ELU).

ELS

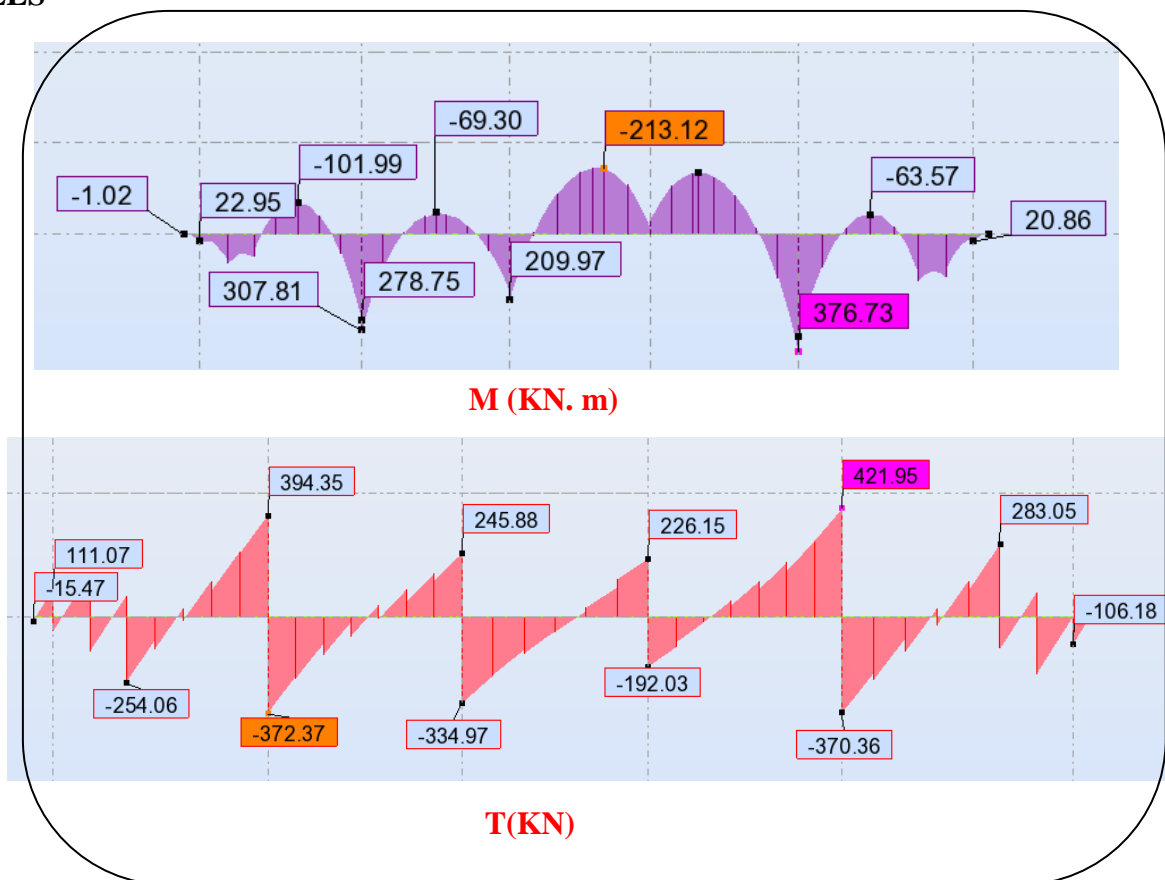


Fig.VII.04.sollicitations des nervures sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y

ELU:

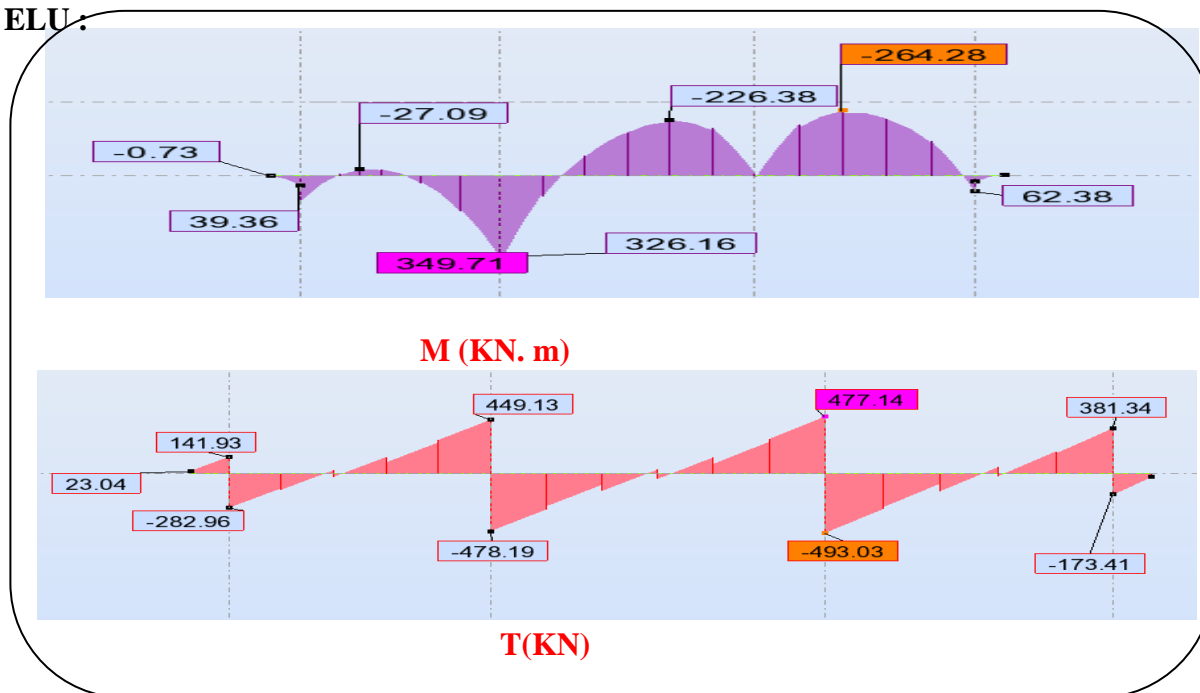


Fig.VII.05.sollicitations des nervures sens Y-Y (ELU).

ELS

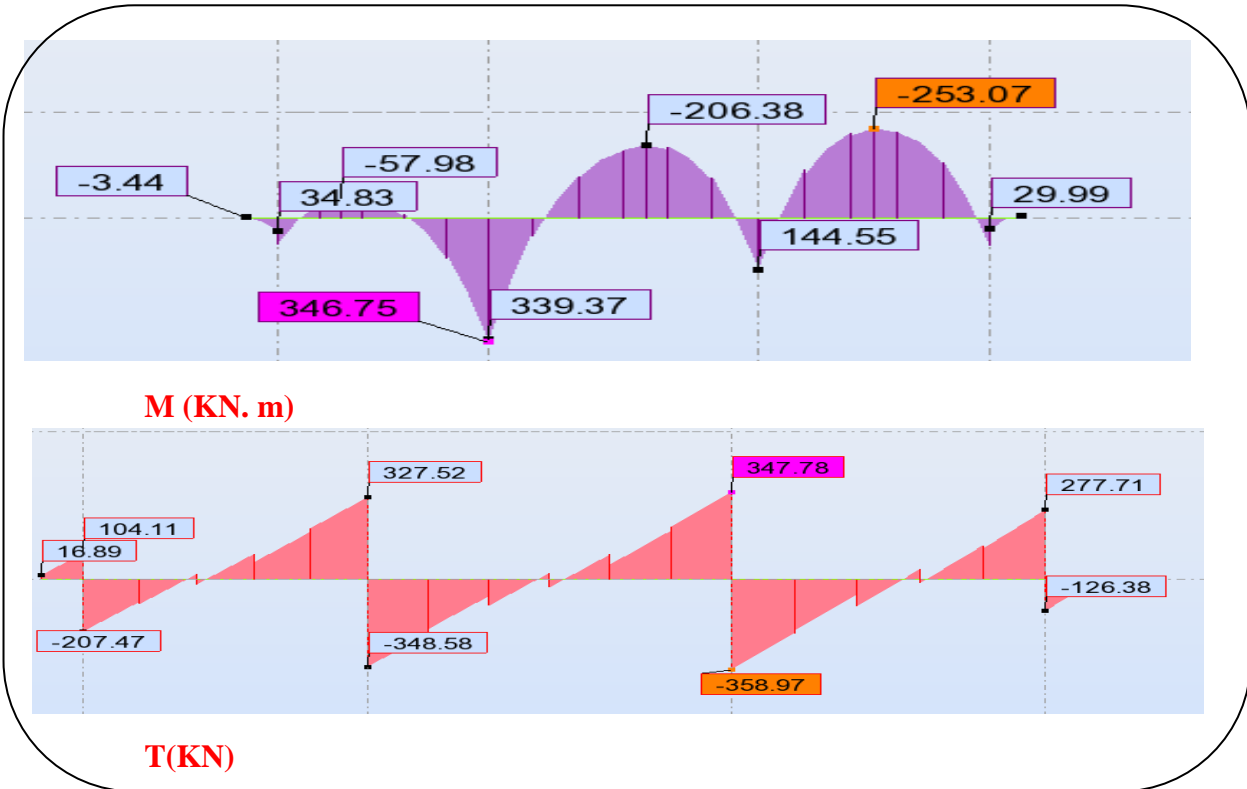


Fig.VII.06.sollicitations des nervures sens Y-Y (ELS).

VII 4.1 Calcul du ferrailage de nervure :

On a $h = 90 \text{ cm}$ $d = 81 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

$$\begin{cases}
 \text{ELU} \begin{cases} (X-X) : M_t = -292.32 \text{ KN.m}, M_a = 518.81 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = -264.28 \text{ KN}, M_a = 349.71 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{ELS} \begin{cases} (X-X) : M_t = -213.12 \text{ KN.m}, M_a = 376.73 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_a = -253.07 \text{ KN.m}, M_a = 346.75 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{cases}$$

À l' ELU:

Sens		M_u [N.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min} (RPA)	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	518810	0.111	0.277	0.889	20.70	21.26	25.13	8HA20
	Travée	292320	0.0627	0.156	0.937	11.06	21.26	25.13	8HA20
Y-Y	Appuis	349710	0.075	0.097	0.960	12.92	21.26	25.13	8HA20
	travée	264280	0.056	0.106	0.957	9.79	21.26	25.13	8HA20

À l'ELS:

Sens		M _u [N.m]	μ _b	α	β	A _{cal}	A _{min} (RPA)	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	376730	0.255	0.375	0.85	27.13	21.26	25.13	8HA20
	Travée	213120	0.144	0.098	0.960	13.59	21.26	25.13	8HA20
Y-Y	Appuis	346750	0.234	0.338	0.864	24.57	21.26	25.13	8HA20
	travée	253070	0.171	0.098	0.960	16.14	21.26	25.13	8HA20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (N)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	579000	1.42	C.V
Y-Y	493000	1.21	C.V

Vérifications nécessaires pour les nervures :

•Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 4.89cm^2$$

•Le pourcentage minimal d'armatures :

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 90 \times 50 = 4.5cm^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% 50 \times 70 = 22.5cm^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (25, 50, 20) \text{ on prend } \Phi = 10mm$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) S_t \leq \min(22.5, 24) \text{ donc } S_t \leq 15$$

$$S_i \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_i \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_i \leq 15$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \rightarrow S_t \leq 45$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

Schémas ferrailage de nervure :

Nervure sur appui :

COUPE SUR APPUIS

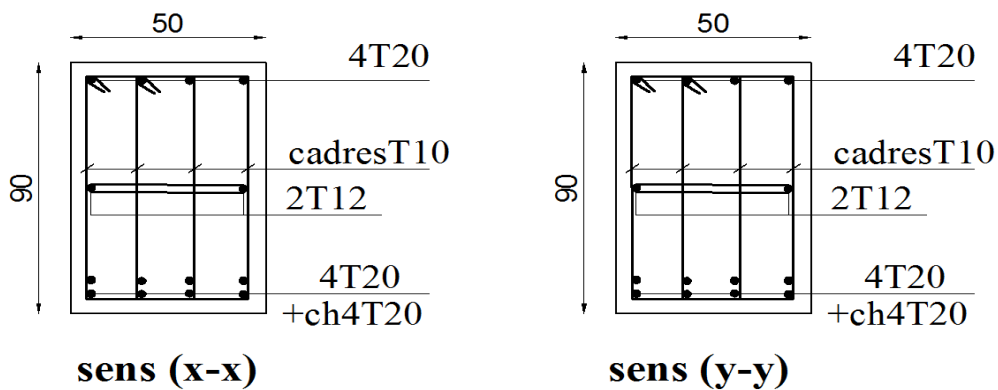


Fig.VII.07.ferrailage sur appui de nervure

Nervure en travée :

COUPE SUR TRAVEE

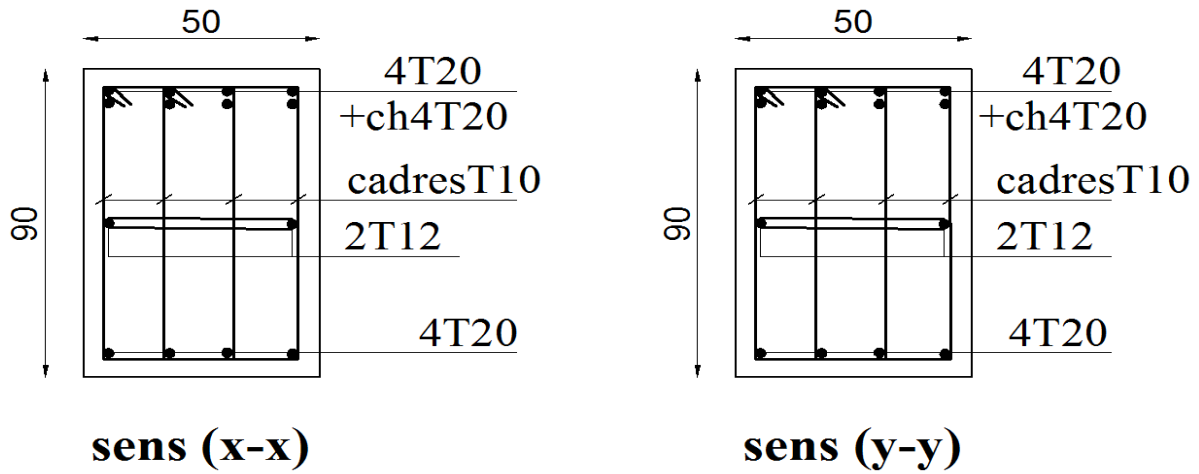


Fig.VII.08.ferraillage en travée de nervure.

Schémas du ferraillage de radier :

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

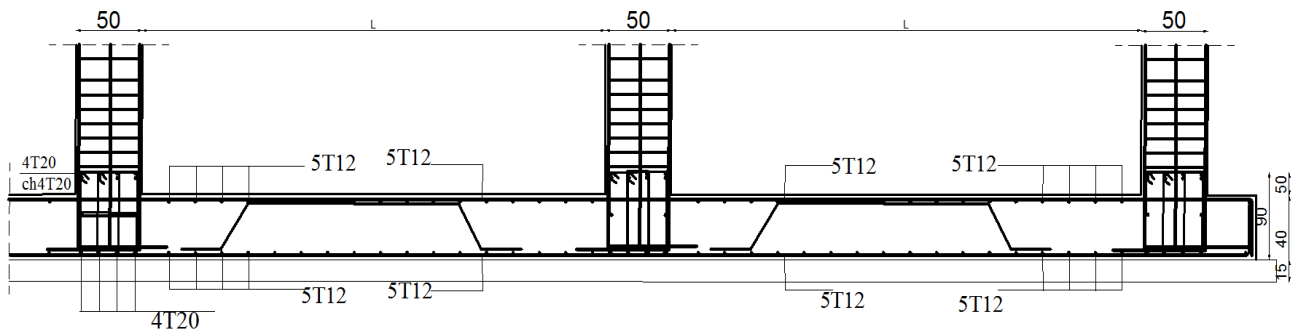


Fig.VII.09.ferraillage globale de radier.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Construire à toujours été l'un des premiers soucis d'humain et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent. Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût. A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT » afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Bibliographie

Règlements :

- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation
- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Résistance des matériaux

Logiciels et programmes :

- AUTO CAD 2014
- EXCEL 2007
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2009
- WORD 2007