



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil
Option : Structure

THÈME :

Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventement
Mixte (portique + voile).

Préparé par : - BELMANA Bilal
- BELBOUAB Chawki

Soutenu le : 01 -07-2017

Devant le jury :

Encadreur : Mr. MAZOUZ.Badis

Président : TABEL. Souad
Examinateur : DJOUDI .Larbi
Examinateur : ZIANI. Hosine

Année Universitaire : 2017-2018



Remerciement

*Arrivât a la fin de ce projet nous tenons a exprimer
Nos remerciements à dieu tous présent, de la santé
De la volonté et de la patience qu'il nous a donnés
Tout au long de nos études pour arriver à therme.*

Notre encadreur Mr : B.MAZOUZ

Pour son aide ses conseils et sa compréhension

Ainsi que : Mr. A.HADJERSI

Mme. DELALDJA ; Mme .NOUR ELHOUDA

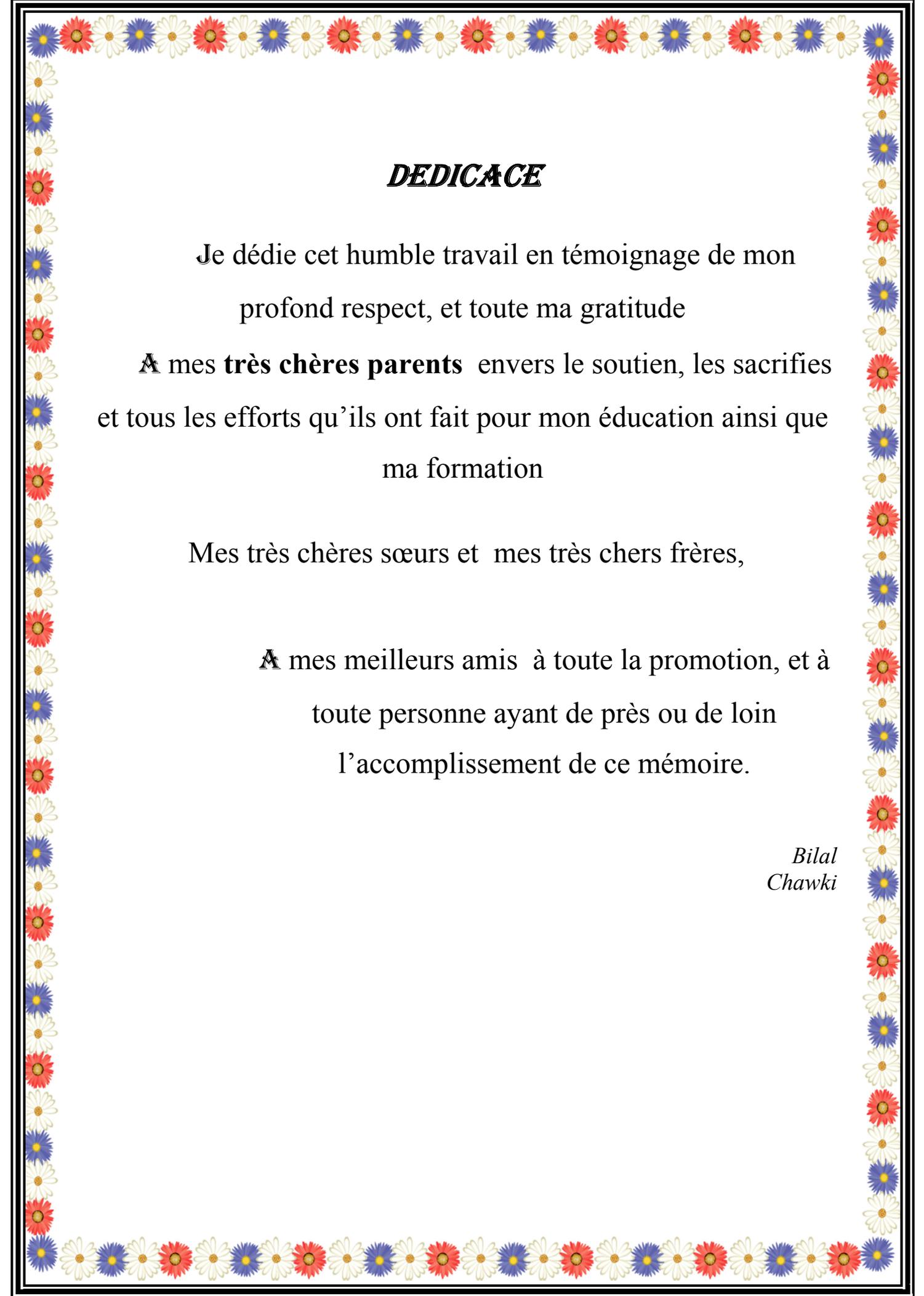
Mme .WARDA

Et merci pour mes amis,

Et tous ce qui ont participés de prés ou de loin dans la

Réalisation de ce projet





DEDICACE

Je dédie cet humble travail en témoignage de mon
profond respect, et toute ma gratitude

À mes très chères parents envers le soutien, les sacrifices
et tous les efforts qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que
ma formation

Mes très chères sœurs et mes très chers frères,

À mes meilleurs amis à toute la promotion, et à
toute personne ayant de près ou de loin
l'accomplissement de ce mémoire.

*Bilal
Chawki*

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure consiste à établir l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation contreventement mixte (portique+ voile) a la commune de Sidi Mbarek wilaya de Bordj Bou Arreridj située dans la zone IIa (moyenne séismicité) .

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Robot.

Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Mots clés : Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, voiles.

المخلص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من (طابق ارضي + 4 طوابق) الواقعة في بلدية سيدي بارك ولاية برج بوعرييج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa (حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 2003). قانون واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية ضمانة بواسطة العارضات الأعمدة والجدران المشكلة مادة الخرسانة المسلحة، الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج Robot، تحديد أبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر وأخيرا تم إجراء دراسة لبناء البناية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، عناصر قانون، جدران خرسانية، دراسة ديناميكية و قانون الزلازل.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 : diagramme des contraintes déformations de béton.....	21
Figure I.2 : diagramme des contraintes-déformations des aciers.....	22
Figure I.3 : diagramme de déformation- contrainte de calcul.....	23

Chapitre II

Figure II.1 : schéma de poutre principale.....	25
Figure II.2 : schéma de poutre secondaire	26
Figure II.3 : Dalle en corps creux	27
Figure II.4 : schéma de poutrelle	30
Figure II.5 : schéma de plancher.....	30
Figure II.6 : schéma de l'acrotère	31
Figure II.7 : schéma de l'escalier.....	32
Figure II.8 : schéma de paillasse (angle).....	32
Figure II.9 : schéma de paillasse.....	33
Figure II.10 : Coup de voile en élévation.....	34
Figure II.11 : Plancher terrasse inaccessible.....	35
Figure II.12 : Plancher étage courant.....	36
Figure II.13 : Les murs extérieurs	37
Figure II.14 : Les escaliers.....	38
Figure II.15 : Schéma de L'acrotère	40

Chapitre III

Figure III.1 : l'acrotère soumis à poids propre et sur charge	49
Figure III.2 : diagramme de moment et l'effort tranchant de l'acrotère.....	50
Figure III.3 : centre de pression	51
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère	54
Figure III.5 : Dimensions du balcon.....	55
Figure III.6 : schéma ferrailages de balcon.....	58
Figure III.7 : Schéma de poutrelle a six (5 travée).....	61
Figure III.8 : Diagramme de moment à l'ELU.....	64
Figure III.9 : Diagramme de moment à l'ELS.....	64
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	65
Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	65
Figure III.12 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	66
Figure III.13 : Poutrelle Section en T.....	71
Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	72
Figure III.15 : ferrailage de poutrelle.....	73
Figure III.16 : Escalier coupe transversale.....	73
Figure III.17 : Escalier vue en plan.....	74
Figure III.18 : Les types d'escaliers.....	75
Figure III.19 : Plan de ferrailage type1.....	79
Figure III.20 : Les types d'escaliers	84
Figure III.21. plan de ferrailage type 2.....	90
Figure III.22 : Poutre palier.....	95
Figure III.23 : Schéma de ferrailage.....	103

Chapitre IV

Figure IV.1: Vue générale du modèle	111
Figure IV.2: Disposition des voiles.....	113
Figure IV.3: vue générale avec voile.....	113
Figure IV.4: 1 ^{er} mode - Vue déformée	115
Figure IV.5: 2 ^{ème} mode - Vue déformée	115
Figure IV.6: 3 ^{ème} mode - Vue déformée	116

Chapitre V

Figure V.1 : Zone nodale.....	124
Figure V.2 : schéma de ferrailage de poteau.....	133
Figure V.3 : Diagramme des contraintes.....	147
Figure V.4 : schéma de ferrailage de voiles.....	151

Chapitre VI

Figure.VI.1: Schéma d'une semelle isolée.....	154
Figure.VI.2 : Diagramme trapézoïdale.....	156
Figure VI. 3 : ferrailage de la semelle isolée.....	157
Figure.VI.4 : Schéma d'une semelle filante.....	157
Figure.VI.5 : Schéma de ferrailage.....	162
Figure.VI.6 : Ferrailage de longrine.....	163

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	35
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	36
Tableau II.3. Evaluation des charges de murs extérieurs.....	37
Tableau II.4. Evaluation des charges sur la volée.....	38
Tableau II.5. Evaluation des charges de palier.....	38
Tableau II.6. Evaluation des charges de balcon	39
Tableau II.7. Evaluation des charges de l'acrotère.....	40
Tableau II.8. Evaluation de la descente de charge de poteau PC.....	41
Tableau II.9. Evaluation de la descente de charge de poteau PR.....	44
Tableau II.10. Evaluation de la descente de charge de poteau PC.....	46

Chapitre III

Tableau III.1. tableau récapitulatif	50
Tableau III.2. Calcule des efforts internes (M ; T) à l'ELU.....	62
Tableau III.3. Calcule des efforts internes (M, T) [kN-m] à l'ELS.....	63
Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	69
Tableau III.5. récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S.....	70
Tableau III.6. Les resultats de calcul.....	90
Tableau III.7. les resultats des calculs.....	100

Chapitre IV

Tableau IV.1. Coefficients d'accélération de zone A	107
Tableau IV.2. Valeurs des pénalités.....	107
Tableau IV.3. Valeurs de ξ %.....	108
Tableau IV.4. poids de chaque niveau	109
Tableau IV.5. Resume des resultats.....	110
Tableau IV.6. les facteurs de participation massique de chaque modèle	111
Tableau IV.7. Résultat de l'analyse dynamique par logicielle ROBOT.....	114

Tableau IV.8. . Vérification de la résultante des forces	116
Tableau IV.9. Vérification des déplacements. (sens x-x).....	117
Tableau IV.10. Vérification des déplacements (sens y-y).....	117
Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit.....	118
Tableau IV.12. Vérification a L'effet P- Δ	119
Tableau IV.13. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	119
Tableau IV.14. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	120
Tableau IV.15. Vérification de l'excentricité.....	120

Chapitre V

Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	124
Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux	124
Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	128
Tableau V.4. Ferrailages transversale des poteaux.....	129
Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	131
Tableau V.6. vérification des contraintes	131
Tableau V.7. vérification des contraintes tangentielles.....	132
Tableau V.8 Ferrailage des poteaux.....	133
Tableau V.9 Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	135
Tableau V.10 Vérification des contraintes tangentielles.....	139
Tableau V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	140
Tableau V.12 Vérification de la contrainte limite de béton.....	140
Tableau V.13 Section de ferrailage des poutres principales et secondaires	142
Tableau V.14 Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC.....	146
Tableau V.15 sections des armatures verticales.....	150
Tableau V.16 description des armatures verticales.....	150
Tableau V.17 description des armatures horizontales.....	150

Chapitre VI

Tableau VI.1.Les valeurs des moments et les efforts normal a E.L.U et E.L.S	154
---	-----

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	19
I.2- Les caractéristiques géométriques	19
I.3- Les éléments structuraux.....	19
I.4- Caractéristique des matériaux.....	19

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

II. 1. Les poutres.....	25
II.1.1. les poutres principales	25
II.1.2. les poutres secondaires.....	26
II.2. Les poteaux	27
II.3. Les planchers.....	29
II.3.1. Détermination de l'épaisseur du plancher a corps creux	29
II.3.2 Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	30
II.4. L'acrotère	31
II.5. Les escaliers	32
II.5.1. La poutre palière	33
II.6. Les voile.....	34
II.7. Evaluation des charges.....	35
II.7.1. Plancher terrasse	35
II.7.2. Plancher étage courant.....	36
II.8. Les murs extérieurs.....	37
II.9. Les escaliers.....	38
II.10. Les balcons.....	39
II.11. L'acrotère.....	39
II.12. La descente des charges.....	40
II.12.1. Poteau de coin	41
II.11.2. Poteau de rive	44
II.12.3. Poteau central.....	46

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. 1. L'acrotère.....	49
-------------------------	----

III.1.1. Calcul de l'acrotère	49
III.1.2. Calcul du ferrailage	50
III.1.3. Les armatures de la répartition.....	52
III.2. Balcon	54
III.2.1. Calcul des armatures	55
III.2.2. Les armatures de répartition	56
III.3. Les planchers.....	59
III.3.1.Méthode de Caquot.....	60
III.3.2.Etude des poutrelles.....	61
III.3.3.Ferrailage des poutrelles.....	65
III.3.3.1.Ferrailage en travée.....	65
III.3.3.2.Ferrailage en appuis.....	66
III.3.3.3.Calcul des armatures transversales et de l'espacement.....	67
III.3.4. Ferrailage de la dalle de compression	71
III.4. Les escalier	73
III.4.1. Ferrailage (type1).....	75
III.4.1.1 .Armatures en travée.....	76
III.4.1.2.Armatures de répartition.....	77
III.4.1.3.Calcul des espacements.....	77
III.4.1.4 Armatures en appuis.....	77
III.4.1.5.Armatures de répartition.....	78
III.4.1.6.Calcul des espacements.....	78
III.4.1.7. Vérification de l'effort tranchant	79
III.4.1.8.Vérification de la flèche	80
III.4.2. Ferrailage (type2).....	84
III.4.2.1.Armatures en travée.....	85
III.4.2.2.Armatures de répartition.....	86
III.4.2.3.Calcul des espacements	86
III.4.2.4.Armatures sur appuis A.....	87
III.4.2.5. Armatures de répartition.....	88
III.4.2.6. Calcul des espacements	88
III.4.2.7.Armatures sur appuis B.....	88
III.4.2.8.Armatures de répartition.....	89

III.4.2.9 Calcul des espacements.....	89
III.4.2.10 Vérification de l'effort tranchant.....	90
III.4.2.11. Vérification de la flèche	91
III.4.3.Etude de la poutre palier	95
III.4.3.1.Calcul de ferrailage.....	97
III.4.3.2.En travée.....	97
III.4.3.3.Armatures de répartition.....	98
III.4.3.4. En appuis	98
III.4.3.5. Armatures de répartition.....	99
III.4.3.6.Vérification de l'effort tranchant.....	100
III.4.3.7. Étude de la poutre sous l'effet de la torsion	100
III.4.3.8.Vérification de la flèche.....	102

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Objectifs de l'étude dynamique.....	105
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	105
IV.2.1. La méthode statique équivalente.....	105
IV.2.2. La méthode dynamique.....	105
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	106
IV.4.Vérification le période.....	111
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003.....	116
IV.5.1 .Vérification de la résultante des forces sismiques.....	116
IV.5.2. Vérification des déplacements	117
IV.5.3 .Vérification de l'effort normal réduit.....	118
IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	118
IV.5.5. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	119
IV.5.6. Vérification de l'excentricité	120

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCUREAUX

V.1. Étude des poteaux.....	123
V.1.1 Les armatures longitudinales	123
V.1.2. Sollicitations de calcul.....	124
V.1.3 Calcul du ferrailage.....	125
V.1.4 Armatures transversales	128

V.1.5. Vérifications.....	130
V.1.6. Disposition constructive des poteaux	132
V.2. Etude des poutres.....	134
V.2.1 Les recommandations du RPA99	134
V.2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres	135
V.2.3 .Exemple de calcul.....	135
V.2.4.Vérifications	139
V.3. Etude des voiles.....	144
V.3.1. Les recommandations du RPA99	144
V.3.2.Calcul des sollicitations.....	146
V.3.3.Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications.....	146
V.3.4.Résultats de calcul	150

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Combinaisons de calcul.....	153
VI.2. Choix du type des fondations.....	153
VI.3. Etapes de calcul de la semelle isolée	153
VI.3.1 Vérification des semelles isolées	153
VI.3.2. Pré dimensionnement.....	154
VI.3.3 Vérification de la contrainte de sol.....	155
VI.3.4 Condition de rigidité	155
VI.3.5 Condition de poinçonnement.....	155
VI.3.6.Ferrailage.....	156
VI-4. Semelle filantes sous (voile + poteau).....	158
VI.4.1.Exemple de calcul le ferrailage	158
VI.4.2.Etude de la poutre libage.....	160
VI.5.La longrine.....	163
VI.5.1 Dimensionnement de la longrine.....	163
VI.5.2 Ferrailage de la longrine.....	163

Conclusion générale

Annexes

Introduction générale :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme 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. Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil, consiste à établir l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation contreventement mixte (portique+ voile) à la commune de Sidi Mbarek wilaya de Bordj Bou Arreridj.

The background features a decorative design of overlapping, wavy, translucent orange and yellow bands that create a sense of movement and depth. The text is centered within this design.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment (**R+4**) en portiques mixte sous charges verticales Le lieu d'implantation se situe dans la zone IIA (moyenne séismicité) se loin la classification du règlement parasismique algérien (**R.P.A99 V 2003**)

I.2- Les caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment : **21,10 m**
- La largeur totale du bâtiment : **11,62 m**
- La hauteur totale du bâtiment : **16,15 m**

I.3- Les éléments structuraux :

La structure en béton armé est stabilisée aux :

- Efforts verticaux par un plancher en dalle en corps creux
 - Plancher en corps creux de 25 cm d'épaisseur (20+5) pour l'ensemble des étages
 - Plancher terrasse : inaccessible
- Efforts horizontaux par des portiques
- L'infrastructure est en semelle, isolées
- Cage d'escalier :
 - Le palier (dalle pleine de 15cm)
 - Les escaliers (paillasse, marches, et contre marches)

I.4- Caractéristique des matériaux :

Les calculs de ce projet sont basés sur les règles **B.A.E.L 91 modifié 99** (béton armés états limites), **C.B.A 93**

états et les règles parasismiques algérienne **R.P.A 99 V 2003**

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite.

1. Etat limite ultime E.L.U

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage.

Cet état correspond à :

- Porté d'équilibre statique
- Rupture de sections par déformation excessive
- Instabilité de forme (flambement)
- Transformation de la structure en mécanisme

- **Critères de calcul :**

- Déformation relative (ou courbure) limités
- Calcul de type (rupture) avec lois contraintes – déformation des matériau

2. Etat limite de service E.L.S

Il est lié aux conditions normales d'exploitation et de durabilité il correspond aux phénomènes Suivent :

- Ouverture excessive des fissures
- Comprissions excessives du béton
- Déformation excessives et, ou inconfortables
- Perte d'étanchéité

- **Critères de calcul :**

- Contraintes (ou déformation) limitées
- Calculs de type élastique (loi de HOOK, coefficient d'équivalence)

a. Béton :

Les matériaux qui composent le béton sont :

- **Le liant :** le ciment portland artificielle (C.P.A325) d'une résistance à la comprissions égale à 325Mpa
- **Les granulats :** sable 0/5 et gravier 5/25
- **L'eau de gâchage :** il donne au béton une plasticité qui facilite son écoulement et son moulage dans 1m³ dosé a 350 Kg/m³

- Caractérisé par la résistance a la compression à l'âge de 28 jours : **fc28= 25 MPa** et composé de ciment dosé à 350 Kg/ m³ avec contrôle très suivi

- La résistance caractéristique à la traction : **ft28** est la résistance à la rupture par traction à 28 jours telle que **f_{tj} = 0,6 + 0,06fcj** (B.A.E.L 91mod 99Page 75)

⇒ **f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,10 MPa**

- **Déformation longitudinale du béton :**

- Le module déformation longitudinale instantané

E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} (B. A. E. L 91mod 99Page 77)

⇒ **E_{ij} = 32164,20 MPa**

- Le module déformation différé

E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} (B. A. E. L 91mod 99 Page 77)

⇒ **E_{vj}=10721 ,14 MPa**

• **Contraint limite admissible :**

○ **à état limite ultime E.L.U**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \dots \dots \dots \text{(B. A. E. L91 mod 99 page 80)}$$

$\theta = 1$: charges appliquées après 24 h

Avec :

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ situation transitoire $f_{bu} = 14,17 \text{Mpa}$

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ situation accidentelles $f_{bu} = 18,48 \text{MPa}$

○ **à état limite de service E.L.S**

$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{(B.A.E.L 91mod 99 Page85)}$

$\Rightarrow \sigma_b = 15 \text{MPa}$ (contrainte de compression dans le béton)

❖ **contraint de cisaillement :**

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) \dots \dots \dots \text{(B. A. E. L91 mod 99 page 192)}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right) \dots \dots \dots \text{(B. A. E. L91 mod 99 page 192)}$$

❖ **Module de déformation longitudinale :**

- Déformation instantanée : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} = 32164,20 \text{MPa}$

- Déformation différée : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10721,14 \text{MPa}$

❖ **Diagramme des contraint de déformation :(B.A.E.L 91 mod 99 Page 80)**

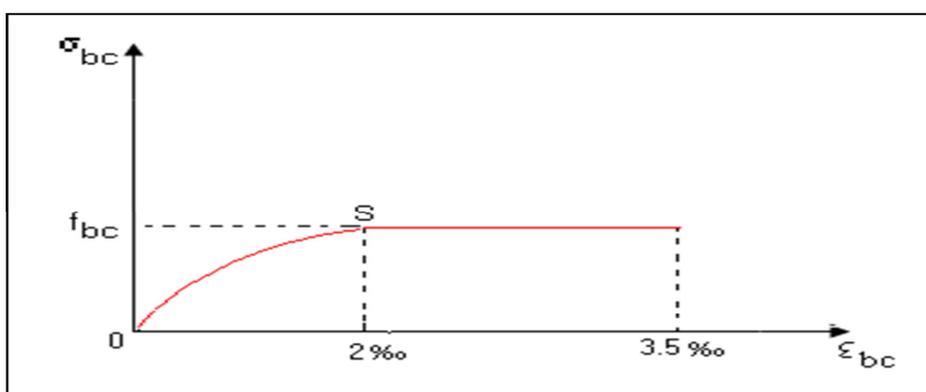


Figure I.1 : diagramme des contraintes déformations de béton

Module déformation transversale : (B.A.E.L 91Page 77)

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

ν : est coefficient de poisson $\nu = \frac{\Delta_t\%}{\Delta_l\%}$

Δ_t : déformation relative transversale

Δ_l : déformation relative longitudinale

$\nu=0,2 \rightarrow$ pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré)

$\nu=0 \rightarrow$ dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré)

b. acier :

- ❖ Nuance : type 2 nuances **FeE400**
- ❖ Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa} = 400 \text{ N / mm}^2$
- ❖ Contraint :

○ **à état limite ultime E.L.U :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{B. A. E. L91 mod99 page 194})$$

γ_s : coefficient de sécurité qui est égale 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour laquelle on adopte.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ situation transitoire : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

○ **à état limite de service E.L.S**

- Peu préjudiciable $\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Préjudiciable $\rightarrow \sigma_s = \frac{2}{3} f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}$
- Très préjudiciable $\rightarrow \sigma_s = 0.5 f_e , 90\sqrt{\eta f_{tj}}$

❖ **Diagramme des contraintes-déformations des aciers : (B.A.E.L 99 Page. 82)**

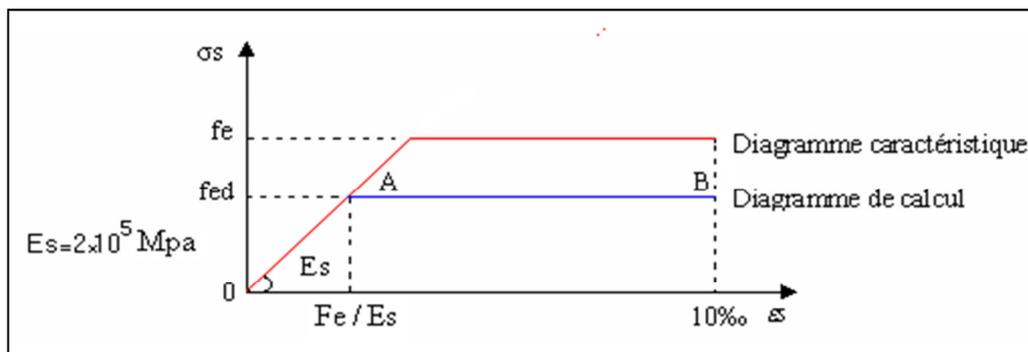


Figure I.2 : diagramme des contraintes-déformations des aciers

Le diagramme contraint (σ, ζ) adopté par les règles B.A.E.L 91 à la forme

Ci-dessus avec $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$

γ_s : coefficient sécurité égale à **1,15** sauf pour cas accidentels.

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :

$$\varepsilon = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s} \dots \dots \dots (\text{B. A. E. L91 mod 99 page 82})$$

Les relations entre contraintes et déformations (équations des droites) sont :

$$\varepsilon = \varepsilon_s \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \varepsilon \geq \varepsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{B. A. E. L91 mod 99 page 82})$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{‰} \quad \varepsilon \leq \varepsilon_s \rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \dots \dots \dots (\text{B. A. E. L91 mod99 page 82})$$

❖ **Contraint limité :**

- à état limite ultime **E.L.U**

On adopte un diagramme de calcul des contraintes de déformation déduit des diagrammes précédents par affinité pour allèle aux tangentes à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$

- à état limite de service **E.L.S**

- Fissuration préjudiciable « milieu humide- intempérie » : $\sigma = \min[\frac{2}{3} f_s, 1.5\eta]$

η : coefficient de fissuration qui dépend de la nuance des aciers

$\eta = 1 \rightarrow$ pour les ronds lisses : $\sigma_s = 150 \text{MPa}$

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les aciers HA : $\sigma_s = 240 \text{MPa}$

- Fissuration très préjudiciable : **$\sigma_s = 110 \text{MPa}$** \rightarrow pour les rounds

$\sigma_s = 117,5 \text{MPa}$ \rightarrow pour les aciers HA

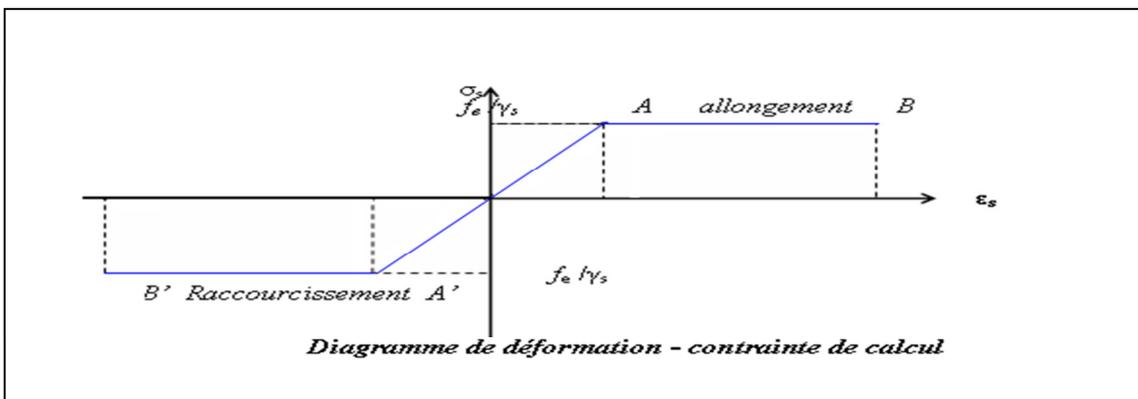


Figure I.3 : diagramme de déformation- contrainte de calcul



CHAPITRE II :
PRÉDIMENSIONNEMENT
ET DESENGAGEMENT DES CHARGES

Les dimensions des éléments structuraux ainsi que des éléments secondaires doivent être en rapport avec les charges à supporter.

II. 1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leurs emplacements.

Le pré dimensionnement de la section des poutres principales et poutres secondaires est donné comme suite :

II.1.1. les poutres principales (sens transversal) :(B.A.E.L91)

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : la portée maximale des travées entre nu d'appui.

h : hauteur de la poutre.

$L_{max} = 5.10m = 510cm$

AN:

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51cm$$

On adopter: $h = 45cm$.

- $0.4h \leq b \leq 0.7h$

AN:

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5cm \Rightarrow b = 30cm.$$

Pour les raisons de mise en œuvre on prend: $b = 30cm$

Vérification suivant le RPA 99 version 2003: (art 7-5-1 P51).

- $b \geq 20cm$ soit $b = 30cm$ Verifier
- $h \geq 30cm$ soit $h = 45cm$ Verifier
- $h/b < 4$ soit $45/30 = 1.5 < 4$ Verifier

Donc les poutres principales auront section: $(h \times b)cm^2 = (45 \times 30)cm^2$

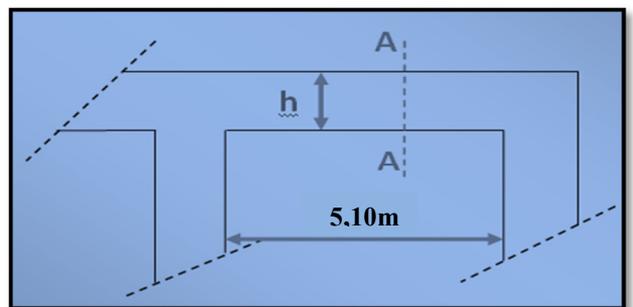
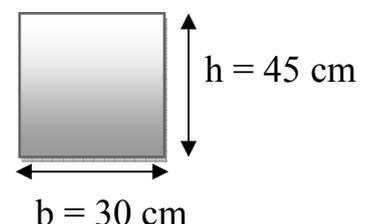


figure II.1: schéma de poutre principale



II.1.2. les poutres secondaires (sens longitudinal):

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}=5,00m= 500cm$

AN

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$\Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50cm.$$

On adopter: $h = 40cm.$

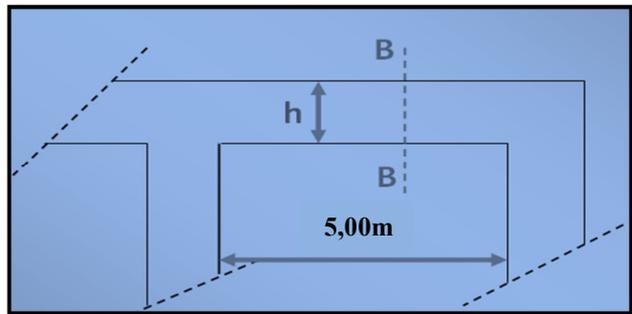


Figure II.2: schéma de poutre secondaire

- $0.4h \leq b \leq 0.7h$

AN:

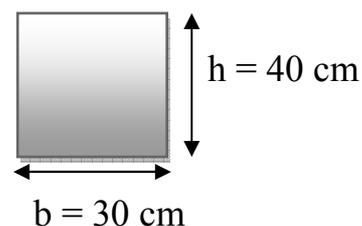
$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28cm.$$

Pour les raisons de mise en œuvre on prend: $b = 30cm.$

Vérification suivant le RPA 99 version 2003:(art 7-5-1 P51).

- $b \geq 20cm$ soit $b = 30cm$ Verifier
- $h \geq 30cm$ soit $h = 40cm$ Verifier
- $h/b < 4$ soit $40/30 = 1.33 < 4$ Verifier

Donc les poutres secondaires auront la section: $(h \times b)cm^2 = (40 \times 30)cm^2$



II.2. Les poteaux

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre

les charges aux fondations suivant leurs emplacement dans la construction, ils sont appelés :

- 1- Poteaux d'angle ou de coin
- 2- Poteaux de rive ou de façade
- 3- Poteau intermédiaire ou central
- 4- Les poteaux seront dimensionnés selon :
 - La condition de non flambement
 - La condition du R.P.A.99.V.2003
 - ✓ **La condition de non flambement :**

- Da prés la formule de l'élancement géométrique

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots \dots \dots (\text{B. A. E. L91art2. 3page166})$$

Avec :

L_f : longueur de flambement

$$L_f = 0,7 \times l_0 \rightarrow l_0 : \text{la longueur libre}$$

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow B : \text{aire de section transversale}$$

- Pour les charge appliquées après 28 jours la condition de non flambement est donnée par :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \leq 50 \Rightarrow \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{h^4}{12h^2}}} \leq 50$$

$$\Rightarrow \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} \leq 50$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{l_0 \times 0,7\sqrt{12}}{50}$$

$$\text{Avec : } l_0 = H_e - h \Rightarrow l_0 = 3,23 - 0,45$$

$$\Rightarrow l_0 = 2,78 \text{ m}$$

Donc : $h \geq 13.48\text{cm}$

- Pour des raisons architectures et mise en œuvre on adopte une section de **(30×30) cm²**

✓ **La condition du R.P.A.99.V.2003:**

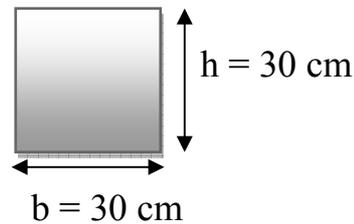
D'après l'article (7.4.1 page 48) les dimensions de la section transversale de poteau doivent satisfaire en zone sismique

- $\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm zone IIA}, \min (30,30) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \min (30,30) \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Donc la section adoptée pour les poteaux est **(30×30) cm²**



II.3.Les planchers :

Les planchers sont les aires généralement planes, destinées à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et assurent les deux fonctions suivantes :

- **Une fonction résistance** : Les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation
- **Une fonction isolation** : ils isolation thermiquement et acoustiquement les différents étages

doivent isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, Qui peuvent être assuré par un faux plafond ou par un revêtement de sol approprié

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses se classent en quatre catégories:

Planchers avec dalle poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales

- 1- Planchers poutrelle parallèles rapprochés
- 2- Planchers a corps creux (ou a hourdis creux)

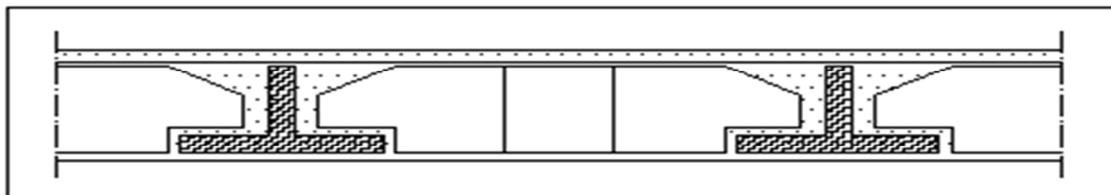


Figure II.3 : Dalle en corps creux

II.3.1. Détermination de l'épaisseur du plancher a corps creux :(C.B.A 93 art B6.8.4.2.4)

L'épaisseur du plancher est déterminé a partir de la condition de flécher :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

ht : hauteur totale du planches

L : la portée maximal entre nus d'appuis

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22,22\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 25\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm: épaisseur de courscieux} \\ 5\text{cm: épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

II.3.2 Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur de 20 cm et de largeur de 55cm

Selon le **B.A.E.L.91**

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow \frac{25}{3} \leq b_0 \leq \frac{25}{2}$$

$$\Rightarrow 8,33 \leq b_0 \leq 12,5$$

On prend **b₀ = 10 cm**

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}, \frac{L_x}{2}\right)$$

L : la portée de la travée

L_x : la distance entre les faces voisines de deux nervures

$$b_1 = \min\left(\frac{500}{10}, \frac{55}{2}\right) \text{ cm} \Rightarrow b_1 = \min(50, 27,5) \text{ cm}$$

Donc **b₁ = 27,5 cm**

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

b = 65 cm

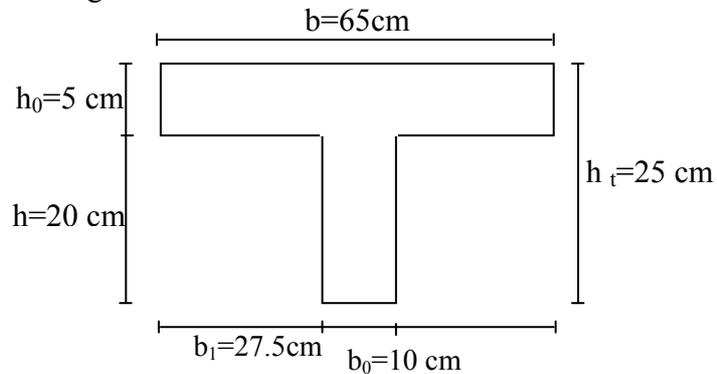


Figure II.4 : schéma de poutrelle

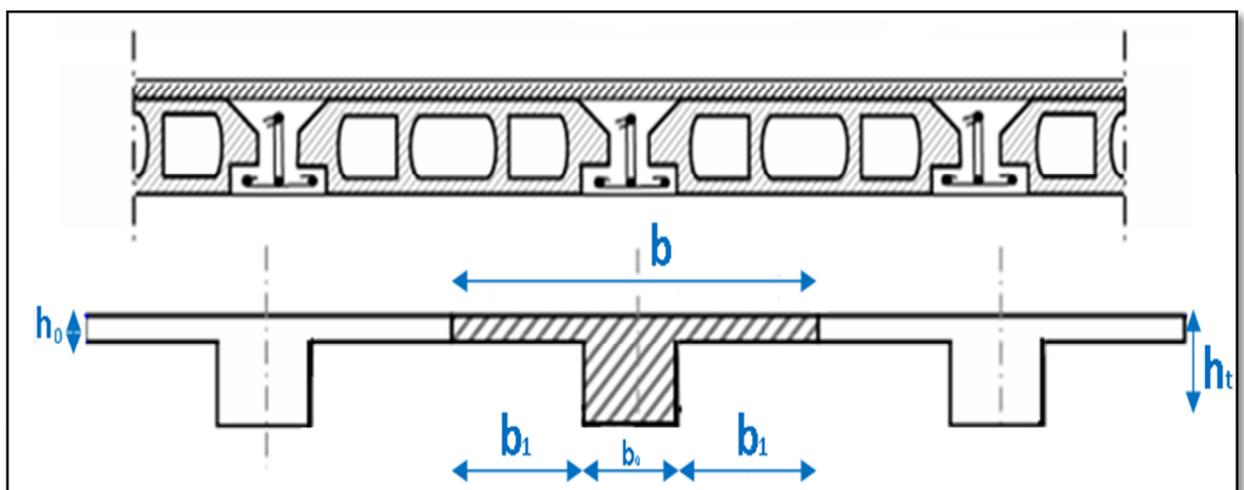


Figure II.5 : schéma de plancher

II.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection

- elle est considérée comme étant un système isostatique équivalent à une console encastrée dans la plancher terrasse
- elle travaille à la flexion composée puisque la sollicitation à prendre en compte sont celle due au poids propre
- est un élément de protection ayons les dimensions suivantes:
 - Hauteur de 60cm
 - épaisseur de 10 cm

Comme suite:

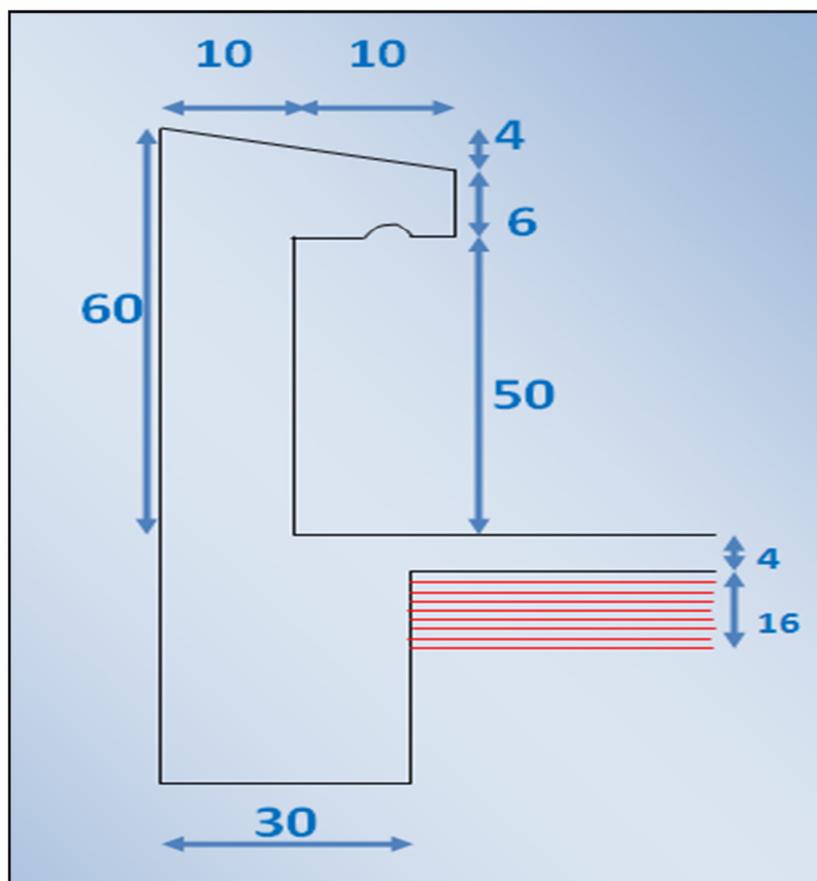


Figure II.6 : schéma de l'acrotère

II.5. Les escaliers

Un escalier est composé d'un certain nombre de marches on appelle emmarchement la longueur d'une marche (h) la hauteur d'une marche paillasse la partie plate qui porte la marche

Limon les marches peuvent prendre appuis sur une poutre droite en courbe en hélicoïdale qu'on appelle le limon jour la projection horizontale d'un escalier laisse ou milieu un espace appelé jour collet le bord qui limite l'escalier du côté du jour .linge de foulée la courbe décrit par un personne gravitant l'escalier échappée la hauteur libre vertical au-dessus de l'arrêt au nez d'une marche volée une suit interrompue des marches elle peut être droite ou courbe palier

La portier horizontale d'un escalier entre deux volées escalier le type d'escalier qu'on va étudier est un escalier se compose d'une paillasse de deux volées et d'un palier de repos

- **D'après la formule de Blondel**

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

Il faut vérifier

$$14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h = 17 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30+ (2 \times 17) \leq 66 \quad \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

• **Nombre de marches :**

$$N = \frac{H}{h}$$

H : hauteur d'étage

$$N = \frac{323}{17} = 19$$

$$\frac{170}{17} = 10$$

$$\frac{153}{17} = 9$$

N= 19 contre marches alors on a 18 marches

• **Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg}\alpha = h/g = \frac{17}{30}$$

$$\text{Tg}\alpha = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\text{Sin}\alpha = 0,49$$

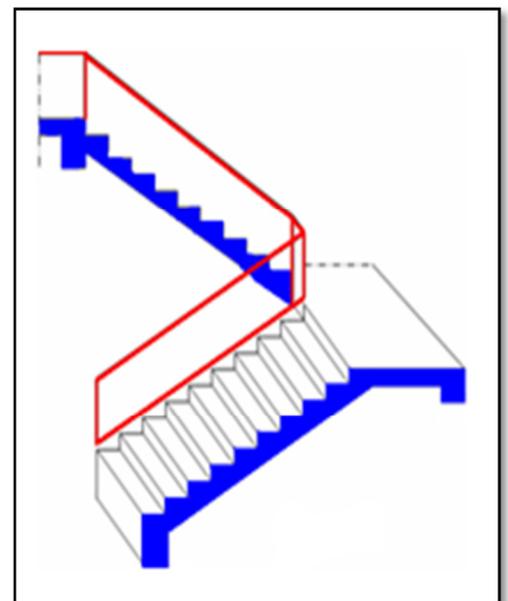


Figure II.7 : schéma de l'escalier

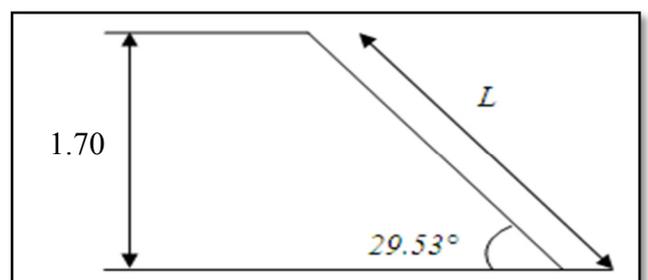


Figure II.8 : schéma de paillasse (angle)

- **Epaisseur de la paille :**

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L = \frac{170}{0,49}$$

$$\Rightarrow L = 346,93 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{346,93}{30} \leq e \leq \frac{346,93}{20}$$

$$\Rightarrow 11,56 \leq e \leq 17,53$$

On prend **=14cm**

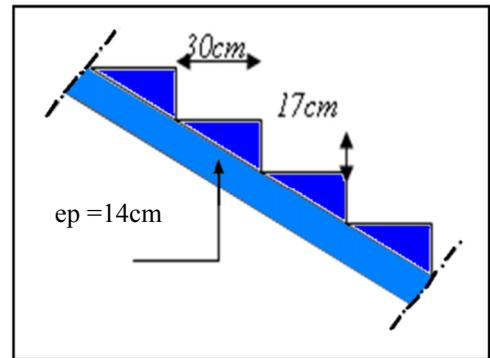


figure II.9 : schéma de paille

On adopte la même épaisseur par le palier de repos

II.5.1. La poutre palière

La poutre palière est soumise si simultanément a la flexion simple et a la torsion. Mais la torsion éliminée par le moment du par le consol. La flexion est due ou poids propre du la poutre et le poids du mur que supporte la poutre ainsi qu'a la rection d'appuis.

- **Pré dimensionnement :**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20,00 \leq h_t \leq 30,00$$

On adopte: ht= 40cm

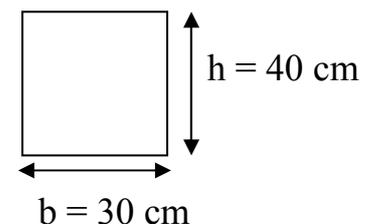
$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On adepte : b = 30cm

- **Les conditions de RPA 99 versions 2003:(art 7-5-1 P51).**

- **b ≥ 20cm** soit b = 30cm.....vérifiée.
- **ht ≥ 30cm** soit ht = 40cm.....vérifiée.
- **ht/b < 4cm** soit 40/30 = 1.33 < 4.....verifieer.

Donc la poutre palière aura la section: **(40×30) cm²**



II.6. Les voiles

Les refends sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dues au séisme et au vent. C'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure .

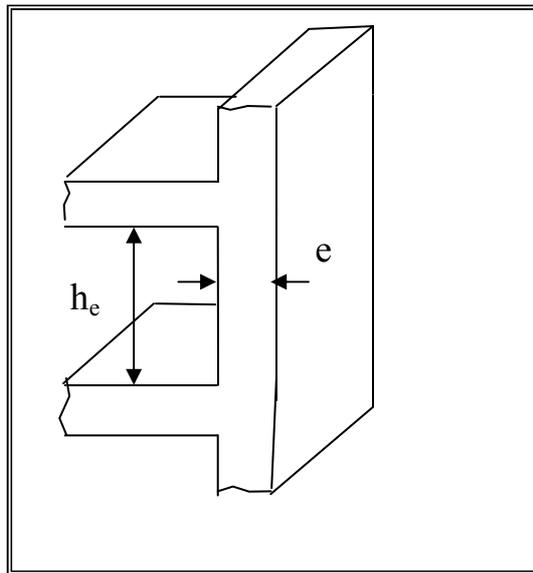


Figure II.10 : Coup de voile en élévation-

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$h_e = 323 \text{ cm} \quad e \geq h_e / 20$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec

h_e : la hauteur libre d'étage donc on adopte **e=20cm** pour tous les refends.

II.7. Evaluation des charges

II.7.1. Plancher terrasse :

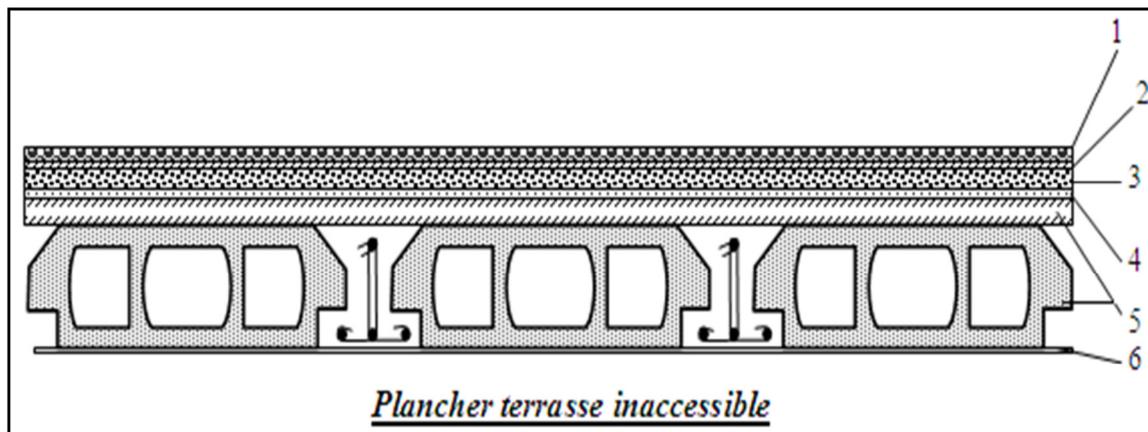


Figure II.11 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	3	6	0,18
Pente de béton	10	22	2,2
Isolation thermique	4	4	0,16
Corps creux + dalle	(20+5)	/	3,20
Enduit de plâtre	1	10	0,1
			G= 6,84

- Charge d'exploitation : $Q = 1\text{KN} / \text{m}^2$

II.7.2. Plancher étage courant

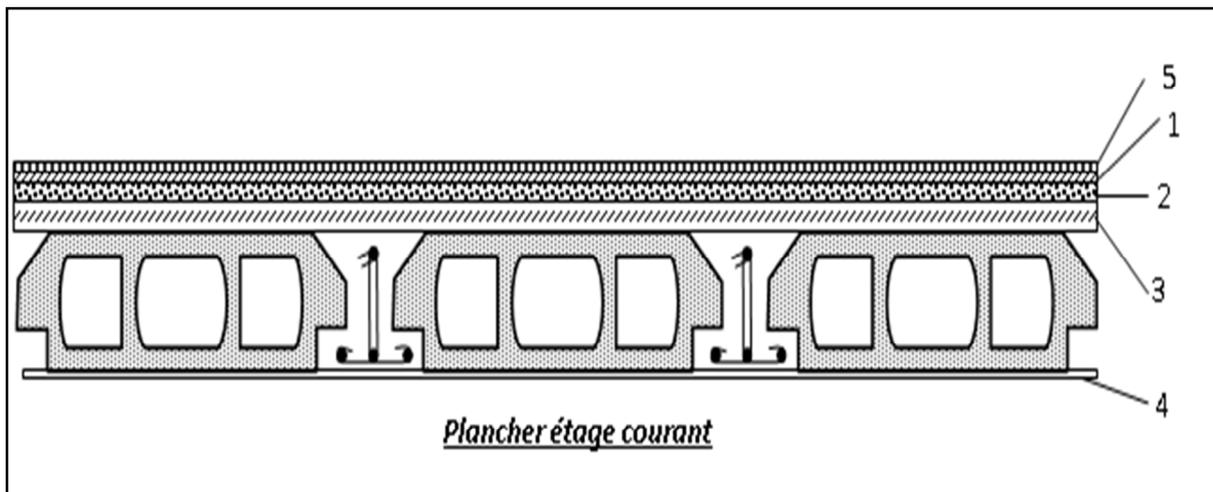


Figure II.12 : Plancher étage courant

Tableau II.2 : Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de passe	2	20	0,40
Corps creux + dalle	20+5	/	3,20
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Cloison	10	7,5	0,75
			G= 4,99

- Charge d'exploitation : $Q = 1,5\text{KN/ m}^2$

II.8. Les murs extérieurs

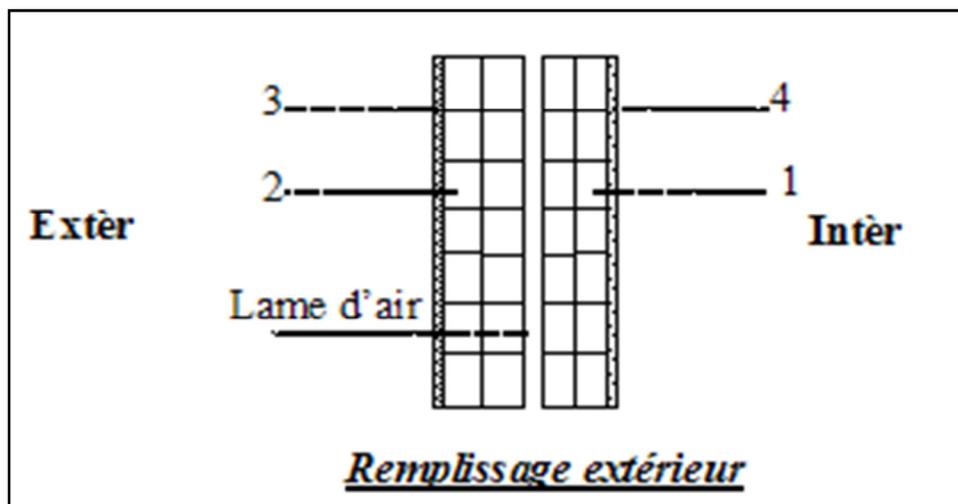


Figure II.13 : Les murs extérieurs

Tableau II.3 : Evaluation des charges de murs extérieurs

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	15	09	1,35
Brique creuse	10	09	0,9
Enduite de ciment	2	18	0,36
Enduite de plâtre	2	10	0,20
			G =2,81

II.9. Les escaliers

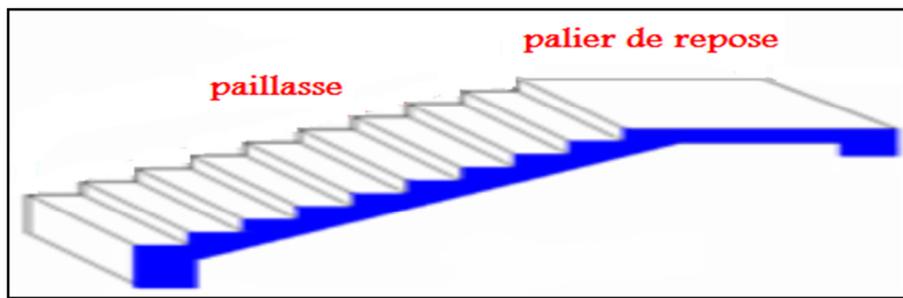


Figure II.14 : Les escaliers

II.9.1. Paillasse

Tableau II.4. Evaluation des charges sur la volée

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
P.P.de la paillasse	14/cos α	25	4.02
P .P. des marches	17/2	25	2.12
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de ciment	2	20	0.4
P.P de carrelage	2	22	0.44
Garde de courps	/	/	0.1
			G = 7 ,48

- Charge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m²

II.9.2. Palier de repose

Tableau II.5. Evaluation des charges de palier

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (KN/m)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Dalle pleine	14	25	3,50
Enduit ciment	2	20	0,4
			G = 4,70

- Charge d'exploitation = 2,5 KN/m²

II.10. Les balcons :

$$L/35 < e < L/30 \Rightarrow 250/35 < e < 250/30$$

$$\Rightarrow 7.14 < e < 8.33 \quad \text{en prendre} \quad e = 12$$

Tableau II.6. : Evaluation des charges de balcon

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
P.P de la dalle	12	25	3
P.P de carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Enduit de ciment	1	20	0.20
			G = 4.04

- Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ kN/ m}^2$

II.11. L'acrotère :

- Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection

- elle est considérée comme étant un système isostatique équivalent à une console encastrée dans la plancher terrasse
- elle travaille à la flexion composée puisque la sollicitation à prendre en compte sont celle due au poids propre

G une poussée horizontale due à l'application d'une force exercée par la main courante à 1KN/ m

a- La surface de la section :

$$S_{arc} = (0,60 \times 0,10) + (0,06 \times 0,1) + \left(\frac{0,04 \times 0,1}{2}\right)$$

$$S_{acr} = 0,067 \text{ m}$$

b- Poids de béton:

$$P1 = \gamma \times S_{acr} = 25 \times 0,067$$

$$P1 = 1,675 \text{ KN / ml}$$

c- Poids de l'enduit ciment:

$$P2 = 20 \times 0,02 [0,6+0,2+0,04+0,5]$$

$$P2 = 0,536 \text{ KN / ml}$$

d- Poids de l'acrotère :

$$G = P1 + P2 = 1,675 + 0,536$$

$$G = 2,211 \text{ KN /ml}$$

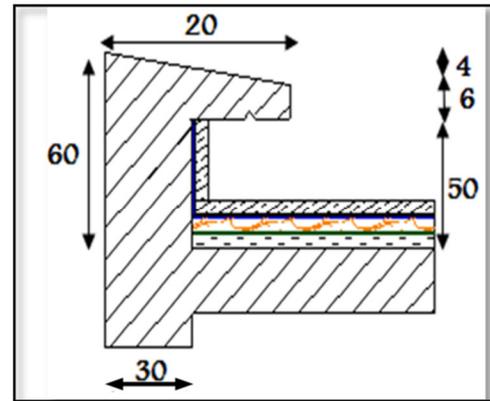


Figure II.15 : Schéma de L'acrotère

Tableau II.7. Evaluation des charges de l'acrotère

Les composantes	Surface (m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids linéique (KN/m)
Poids du béton	0,067	25	1,675
Poids de l'enduit ciment	0,268	20	0,536
			G = 2,211

- **Charge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.12. La descente des charges :

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer tous les éléments porteurs de la construction qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation (les charges permanentes et les surcharges d'exploitation)

- **Charge permanentes :**

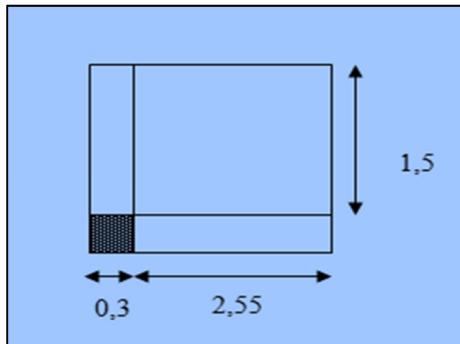
Les charges permanentes comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que : plafond, sol enduits et revêtement ainsi que ceux des éléments de construction sou tenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloison fixe, conduites de formée, gaine de ventilation.

- **Charge d'exploitation :**

Les charges d'exploitation sont celles qui résultant de l'usages des locaux par opposition ou poids ouvrages qui constituent ces locaux ou à celui des équipements fixes elles correspondent ou mobiliers, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour mode

normal d'occupation, en pratique toute fois, les équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charge

II.12.1. Poteau de coin :



$$SQ = 1,5 \times 2,55$$

$$SQ = 3,825 \text{ m}^2$$

$$SG = 1,8 \times 2,85$$

$$SG = 5,13 \text{ m}^2$$

Tableau II.8 : Evaluation de la descente de charge de poteau PC.

Niveau	Charge permanente	G (KN)	Charge variable Q(KN)
N4	L'acrotère : 2,211 (1,5+0,3+2,55)	9,617	Q4= 1×3,825
4-4	P. terrasse : 6,84 × 3,825	26,163	=3,82
	Poutre principale : 0,3 × 0,45× 2,55 × 25	8,606	
	Poutre secondaires : 0,4 × 0,30× 1,5×25	4,500	
	Σ	48,886	3,825
N3	Venant N4 :	48,886	Q3= 1,5×3,825
3-3	Poteau : 25 × 0,3 × 0,3 × 3,23	7,267	= 5,73
	Mur extérieurs : 2,81 × (2,55 + 1,5) × (3,23-0,45)	31,637	
	P. étage : 4,99 × 3,825	19,086	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	4,500	
	Σ	119,982	9,562
N2	Venant N3 :	119,982	Q2 =0,9×(1,5×3,825)
2-2	Poteau :	7,267	= 5,16
	Mur extérieur :	31,637	
	P. étage :	19,086	

	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	4,500	
	Σ	191,078	14,722
N1 1-1	Venant N2 :	191,078	$Q1=0,8 \times (1,5 \times 3,825)$
	Poteau :	7,267	= 4,59
	Mur extérieur :	31,637	
	P. étage :	19,086	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	4,500	
	Σ	262,174	19,312
NR R-R	Venant NR :	262,174	$QR = 0,7 \times (1,5 \times 3,825)$
	Poteau :	7,267	= 4,01
	Mur extérieur :	31,637	
	P. étage :	19,086	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	4,500	
	Σ	333,270	23,322

Vérification : (B.A.E.L91 mod99)

$$B_r \geq \frac{B \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots \text{(page110)}$$

Avec :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(333,270) + 1,5(23,322)$$

$$N_u = 484,897 \text{KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \Rightarrow f_{bc} = 14,166 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{(page110)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \dots \dots \dots \text{(page112)}$$

Avec :

$$l_f = 323 \text{ cm}$$

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

$$\lambda = \frac{323 \times \sqrt{12}}{30} \Rightarrow \lambda = \mathbf{37.29}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{37,29}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = \mathbf{1.226}$$

$$Br \geq 0,068111 \times Nu \times 10^3$$

$$Br \geq 0,0330268 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Br \geq 330,268 \text{ cm}^2}$$

$$b < 30 \text{ cm} \Rightarrow b = \sqrt{330.268} + 2$$

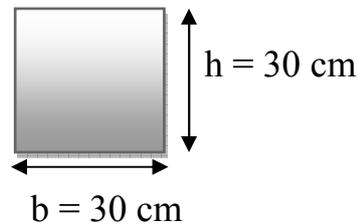
$$\Rightarrow \mathbf{b = 19,449 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}}$$

La condition du R.P.A.99.V.2003:

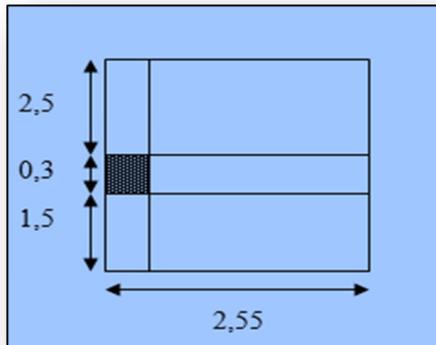
$$V = \frac{N_u}{B \times F_{C28}} \leq 0.3 \Rightarrow V = \frac{484,89}{0,09 \times 25 \times 1000}$$

$$\Rightarrow V = 0,21 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc on prend $(b \times h) \text{ cm}^2 = (30 \times 30) \text{ cm}^2$



II.11.2. Poteau de rive:



$$SQ = (2,55 \times 2,5) + (2,55 \times 1,5)$$

$$SQ = 10,20 \text{ m}^2$$

$$SG = 4,30 \times (2,55 + 0,3)$$

$$SG = 12,255 \text{ m}^2$$

Tableau II.9 : Evaluation de la descente de charge de poteau PR

Niveau	Charge permanente	G (KN)	Charge variable Q(KN)
N4	L'acrotère : 2,211 (1,5+0.3+2,5)	9,507	Q4= 1×10,20
4-4	P. terrasse : 6,84 × 10,20	69,768	= 10,20
	Poutre principale : 0,3 × 0,45 × 2,55 × 25	8,606	
	Poutre secondaires : 0,30 × 0,4 × (1,5+2,5) × 25	12,000	
	Σ	99,881	10,20
N3	Venant N4 :	99,881	Q3 = 1,5×10,20
3-3	Poteau : 25 × 0,3 × 0,3 × 3,23	7,267	= 15,30
	Mur extérieurs : 2,81 × (1,5 + 2,5) × (3,23-0,40)	31,809	
	P. étage : 4,99 × 10,20	50,898	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire:	12,000	
	Σ	210,461	25,50
N2	Venant N3 :	210,461	Q2 = 0,9×(1,5×10,20)
2-2	Poteau :	7,267	= 13,77
	Mur extérieur :	31,809	
	P. étage :	50,898	
	Poutre principale :	8,606	

	Poutre secondaire :	12,000	
	Σ	321,041	39,27
N1	Venant N2 :	321,041	$Q1 = 0,8 \times (1,5 \times 10,20)$
1-1	Poteau :	7,267	= 12,240
	Mur extérieur :	31,809	
	P. étage :	50,898	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	12,000	
	Σ	431,621	51,51
NR	Venant NR :	431,621	$QR = 0,7 \times (1,5 \times 10,20)$
R-R	Poteau :	7,267	= 10,71
	Mur extérieur :	31,809	
	P. étage :	50,898	
	Poutre principale :	8,606	
	Poutre secondaire :	12,000	
	Σ	542,201	62,22

Vérification :

$$Br \geq 0,0681111 \times Nu \times 10^3$$

$$Nu = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(542,201) + 1,5(62,22)$$

$$Nu = 825,301 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,0562120 \text{ m}$$

$$Br \geq 562,120 \text{ cm}^2$$

$$b < 30 \text{ cm} \Rightarrow b = \sqrt{562,120} + 2$$

$$\Rightarrow b = 25,70 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

2.3. La condition du R.P.A.99.V.2003:

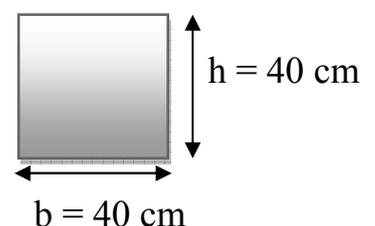
$$V = \frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow V = \frac{825,30}{0,09 \times 25 \times 1000}$$

$$\Rightarrow V = 0,36 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifier}$$

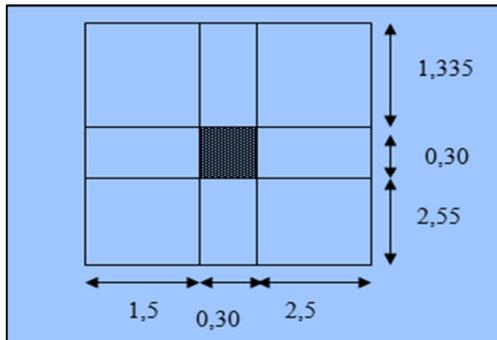
Donc on change la section du poteau on adopte une $(b \times h) \text{ cm}^2 = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Devient

$$V = \frac{855,82}{0,16 \times 25 \times 1000} = 0,21 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



II.12.3. Poteau central



$$SQ = (1,335+2,55) \times 2,5 + (1,335+2,55) \times 1,5 \quad SQ = 15,54m^2$$

$$SG = 4,185 \times 4,3 \quad SG = 17,99 m^2$$

Tableau II.10 : Evaluation de la descente de charge de poteau PC.

Niveau	Charge permanente	G (KN)	Charge variable Q(KN)
N4 4-4	P. terrasse : $6,84 \times 15,54$ Poutre principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 \times (1,335+2,55)$ Poutre secondaire : $0,30 \times 0,4 \times 25 \times (2,5+1,5)$	106,293 13,111 12,000	$Q4 = 1 \times 15,54$ $= 15,54$
	Σ	131,404	15,54
N3 3-3	Venant P. terrasse : Poteau : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,23$ P. étage : $4,99 \times 15,54$ Poutre principale : Poutre secondaire :	131,404 7,267 77,544 13,111 12,000	$Q3 = 1,5 \times 15,54$ $= 23,31$
	Σ	241,326	38,85
N2 2-2	Venant N3 : Poteau : P. étage : Poutre principale : Poutre secondaire :	241,326 7,267 77,544 13,111 12,000	$Q2 = 0,9 \times (1,5 \times 15,54)$ $= 20,97$
	Σ	351,248	59,82
N1 1-1	Venant N2 : Poteau :	351,248 7,267	$Q1 = 0,8 \times (1,5 \times 15,54)$ $= 18,64$

	P. étage :	77,544	
	Poutre principale :	13,111	
	Poutre secondaire :	12,000	
	Σ	461,170	78,46
NR	Venant NR :	461,170	QR = 0,7×(1,5×15,54)
R-R	Poteau :	7,267	= 16,31
	P. étage :	77,544	
	Poutre principale :	13,111	
	Poutre secondaire :	12,000	
	Σ	571,092	94,77

- Vérification :

$$Br \geq 0,068111 \times Nu \times 10^3$$

$$Nu = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(571,092) + 1,5(94,77)$$

$$Nu = 913,129 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,0621941m$$

$$Br \geq 621,941 \text{ cm}^2$$

$$b < 30cm \Rightarrow b = \sqrt{621,941} + 2$$

$$\Rightarrow b = 26,93cm < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

- La condition du R.P.A.99.V.2003:

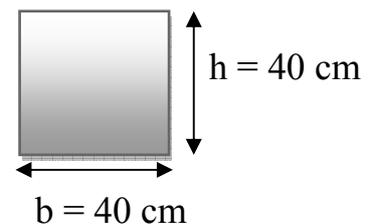
$$V = \frac{N_u}{B \times F_{C28}} \leq 0.3 \Rightarrow V = \frac{913,129}{0,09 \times 25 \times 1000}$$

$$\Rightarrow V = 0,40 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{n'est pas Vérifier}$$

Donc on change la section du poteau on adopte une (b×h) cm²= (40 ×40) cm²

Devient

$$V = \frac{943,56}{0,16 \times 25 \times 1000} = 0,23 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$



The background features a decorative design of overlapping, wavy, translucent orange and yellow bands that create a sense of depth and movement. The text is centered over this design.

CHAPITRE III :
CALCUL
DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III. 1. L'acrotère

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse soumise à son poids propre (G) et à une surcharge $Q=1\text{KN/m}^2$, due à la main courante de l'utilisateur.

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

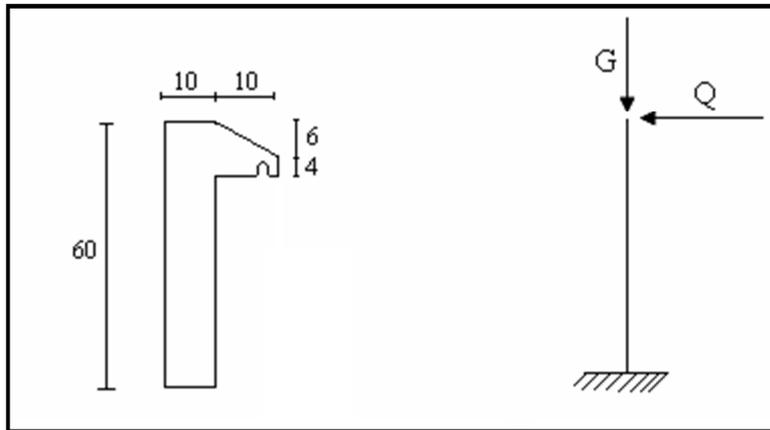


Figure III.1 : l'acrotère soumis à poids propre et sur charge

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

- Le calcul s'effectue sur une bande de **1m**
- Le calcul se fait pour la section de base qui est la plus sollicitée
 - Effort normal $G = 2,211 \text{ KN}$
 - Moment fléchissant due à la surcharge Q

Sollicitation et combinaisons :

- NG : effort normale de compression du au poids G , $NG = 2,211 \text{ KN}$
- MG : moment crée par NG , $MG = NQ = 0$
- NQ : l'effort dû à la surcharge Q , $NQ = 0$
- MQ : le moment crée par la surcharge,

$$MQ = Q \times L = 1 \times 0,6 \Rightarrow MQ = 0,6 \text{ KN.m}$$
- L'état limite ultime E.L.U:

$$\checkmark Tu = PuH = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35(0) + 1,5(1)$$

$$\Rightarrow Tu = 1,5 \text{ KN}$$

$$\checkmark Nu = 1,35 \times NG + 1,5 \times NQ = 1,35(2,221) + 1,5(0)$$

$$\Rightarrow Nu = 2,984 \text{ KN}$$

$$\checkmark Mu = 1,35 \times MG + 1,5 \times MQ = 1,35(0) + 1,5(0,6)$$

$$\Rightarrow MQ = 0,9 \text{ KN.m}$$

- **L'état limite service E.L.S :**

$$- T_s = P_s H = G + Q = 0 + 1$$

$$\Rightarrow T_s = 1 \text{ KN}$$

$$- N_s = N_G + N_Q = 2,211 + 0$$

$$\Rightarrow N_s = 2,211 \text{ KN}$$

$$- M_s = M_G + M_Q = 0 + 0,6$$

$$\Rightarrow M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1. tableau récapitulatif

		E.L.U			E.L.S	
Encastrement	T (KN)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN/)	N (KN)	M (KN.m)
	1,5	2,984	0,9	1,00	2,211	0,6

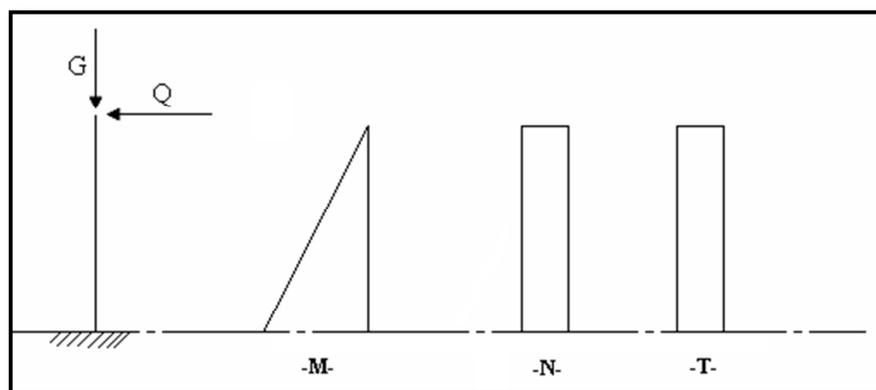


Figure III.2 : diagramme de moment et l'effort tranchant de l'acrotère

III.1.2. Calcul du ferrailage :

Les données :

1-matériaux béton :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{Acier: } f_{eE400} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

2-coffrage :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

3-sollicitation à E.L.U:

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m} \quad N_u = 2,984 \text{ KN}$$

4-sollicitation à E.L.S:

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

$N_s = 2,211 \text{ KN}$

- À l'état limite ultime E.L.U : (B.A.E.L91 mod99)

$e_0 = \frac{M_u}{M_s} \dots \dots \dots (\text{page169})$

$e_0 = \frac{0,9}{2,984} \Rightarrow e_0 = 0,30 \text{ cm}$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite armature.

Section partiellement comprimée S.P.C

$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}} \dots \dots \dots (\text{page120})$

$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{page80})$

$f_{bc} = 14.166 \text{ Mpa}$

$M = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) \Rightarrow M = 0.81 \text{ KN. m}$

$\mu = \frac{0,81}{14166 \times 1 \times (0,08)^2} = 0,00893 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A's = 0 (\text{La section simple armature})$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots (\text{page124})$

$\alpha = 0.011$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) \dots \dots \dots (\text{page124})$

$Z = 7.96 \text{ cm} = 0.0796 \text{ m}$

$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times Z} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ Mpa}$

$A_s = \frac{0,81}{0,00796 \times 347,826} = 0,29 \text{ cm}$

- Vérifier de condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \max \{A_s, A_{min}\}$

Avec :

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

$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0.6$

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

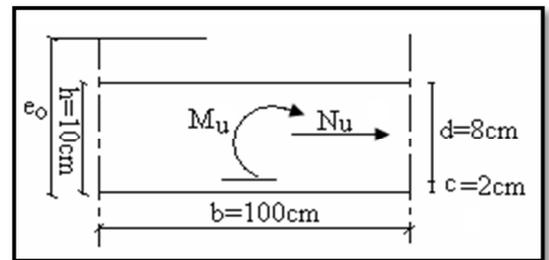


Figure III.3 : Centre de pression

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,29 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow st \leq (30, 33) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{St} = 30 \text{ cm}$$

III.1.3. Les armatures de la répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{st}}{4} = 0,052 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\text{rep}} = 3\text{HA}8 = 1,15 \text{ cm}^2$

✓ **calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(40, 45) \text{ cm}$$

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

○ **À l'état limite de service E.L.S :**

- La fissuration de l'acrotère est considérée comme préjudiciable.

- Il faut vérifier la contrainte des armatures tendues.

$$\sigma_s \leq \min(2/3 f_e, 150 \eta)$$

$$\sigma_s \leq \min(266,66, 240)$$

- La contrainte de compression dans le béton est vérifiée d'après la formule Pierre

Charon:

(B.A.E.L91 mod99)

$$C = h/2 - e_0 \dots \dots \dots \text{ (Page 177)}$$

$$\text{Avec: } e_0 = H_s / N_s = 0,40.$$

$$C = 0,1/2 - 0,40 \Rightarrow C = -35 \text{ cm.}$$

$$y_1 = y_2 + C \dots \dots \dots \text{ (Page 177)}$$

Tel que : y_2 : La distance entre le point et l'axe neutre.

C : Position du centre de pression.

y_2 sera obtenu par la résolution de l'équation :

$$(y_2)^3 + p y_2 + q = 0.$$

$$P = -3c^2 - 90A'/b (C - d') + 90 A'/b (d - C) \Rightarrow A' = 0 \dots \dots \dots \text{ (Page 177)}$$

$$p = -3 (-35)^2 - 90 \times 2,01 / 100 [8 - (-35)]$$

$$P = -3597,213$$

$$q = -2c^3 - 90A'/b (C - d')^2 + 90 A'/b (d - C)^2 \dots \dots \dots \text{ (Page 177)}$$

$$q = -3 (-35)^3 - 90 \times 2.01 / 100 [8 - (-35)]^2$$

$$q = 82405.159$$

- La solution de cette équation est obtenue par la méthode suivante : (B.A.E.L91 mod99)

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \Rightarrow \Delta = -1.053 \times 10^3 < 0$$

$$\text{Alors: } \cos \alpha = \frac{39}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \cos \alpha = -0.999$$

$$\Rightarrow \alpha = 177.437^\circ$$

$$\alpha = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 69.255$$

$$Y'_1 = a \cos(\alpha/3) \dots \dots \dots \text{ (Page 178)}$$

$$Y'_1 = 35.517$$

$$Y''_1 = a \cos(\alpha/3 + 120) \dots \dots \dots \text{ (Page 178)}$$

$$Y''_1 = -69.247$$

$$Y'''_1 = a \cos(\alpha/3 + 240) \dots \dots \dots \text{ (Page 178)}$$

$$Y'''_1 = 33.729$$

o **Détermination de y service : y_{ser}**

$$Y_{ser} = y_s + C$$

On a :

$$n = 1 \longrightarrow y_{1s} = y'_1 + c = 0.517$$

$$n = 2 \longrightarrow y_{2s} = y'''_1 + c = -1.271 < 0$$

o **Calcul du moment d'inertie : (B.A.E.L91 mod99)**

$$I = 1.68 \times 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$K = M_{ser}/I = 3.553 \text{ KN/m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 3.553 \times 0.0051 = 0.0183 \text{ KN/m}^2, \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15000 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K (d - y_1) = 15 \times 3.553 (0.08 - 0.00517) = 3.98 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 240000 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow Z_u = \frac{1.5}{0.08 \times 1} = 18.75 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.6 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa.}$$

-Pas d'armatures transversales.

Rq:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- Le ferrailage de l'E.L.U convient pour l'E.L.S.

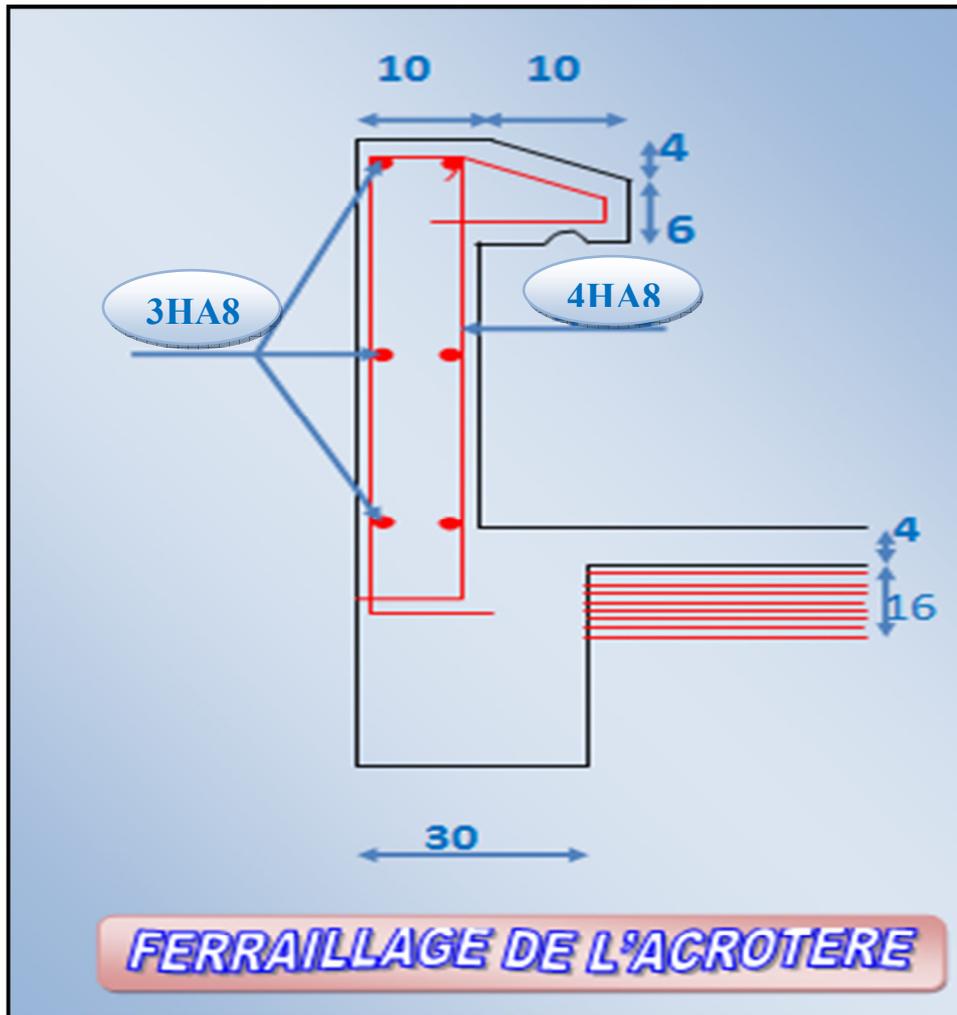


Figure III.4. : Ferrailage de l'acrotère

III.2. Balcon

C'est un balcon ordinaire constitué par une simple dalle faisant suite à la dalle du plancher, l'épaisseur est de 12 cm, il est bordé par un garde-corps et uniformément chargé de son poids propre G et de la surcharge Q prise égale à 3.5 KN/m^2 .

▪ **Evaluation des charges : $G = 4,04 \text{ KN/ml}$.**

$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.

▪ **Les combinaisons :**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow P_u = 1,35(4,04) + 1,5(3,50)$$

$$\Rightarrow P_u = 10,704 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4,04 + 3,50$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 7,54 \text{ KN/ml}$$

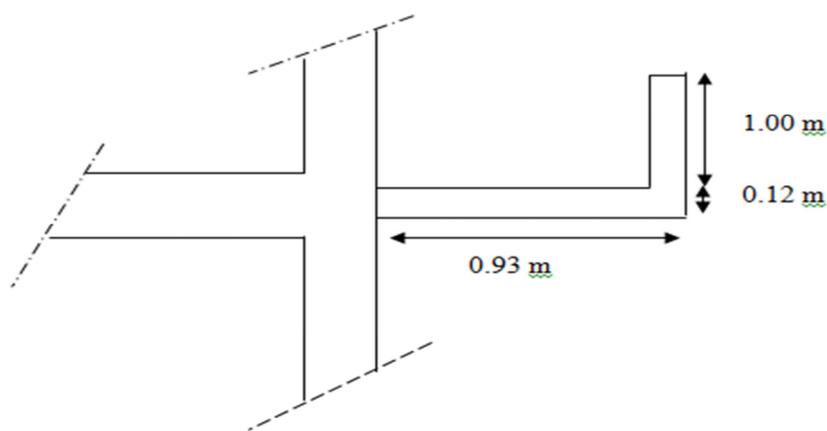


Figure III.5 : Dimensions du balcon

▪ **Sollicitations :**

- Moment à ELU: $M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{2} \Rightarrow M_u = 4,62 \text{ KN/ml.}$

- Moment à ELS: $M_{ser} = \frac{p_{ser} \cdot l^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 3,26 \text{ KN/ml.}$

III.2.1. Calcul des armatures :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

Le calcul se faire pour une bande de 1m de largeur

Matériaux:

- béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ - $h = 12 \text{ cm}$ - $M_u = 4,62 \text{ KN/ml.}$

- Acier FeE400 - d= 10cm - Ms = 3,26KN
 - b = 100 cm - c = 2cm - εε = 25‰

▪ **E.L.U:** (B.A.E.L91 mod99)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(page80)}$$

$$f_{bu} = 14,166 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{cb}} \dots \dots \dots \text{(page120)}$$

$$\mu = \frac{4,62 \times 10^3}{(100)(10^2)(14,166)} \Rightarrow \mu = 0,032$$

$$\text{Test: } \mu = 0,032 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \text{(page124)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) \Rightarrow \alpha = 0,040$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \dots \dots \dots \text{(Page 124)}$$

$$Z = 10[1 - (0,4 \times 0,040)] \Rightarrow Z = 9,84 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f(\varepsilon_s) \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{4,62 \times 10^3}{9,84 \times 347,826} \Rightarrow A_{st} = 1,349 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilités :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 \Rightarrow f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23(100)(10)(2,10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,2075 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} > A_{min}$

On adopte: $A_{st} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$

III.2.2. Les armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{3,93}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0,982 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Calcul de L'espace:

- **Armatures principales:**

$$St \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(3 \times 12, 33) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St \leq \min(36, 33) \text{ cm}$$

On prend: $St = 20 \text{ cm}$

- **Armature transversal :**

$$St \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(4 \times 12, 45) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St \leq \min(48, 45) \text{ cm}$$

On prend: $St = 20 \text{ cm}$

- **Vérification a l'E.L. S :**

- **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15A_s \left[\sqrt{\left(1 + b \cdot d A_s / 7,5 A_s^2\right)} - 1 \right]}{b}$$

$$Y = \frac{15(3,93) \left[\sqrt{\left(1 + 100 \times 10 \times 3,93 / 7,5(3,93^2)\right)} - 1 \right]}{100}$$

$$Y = 2,86 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100(2,86^3)}{3} + 15(3,93)(10 - 2,86)^2$$

$$I = 3785,03 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,26 \times 10^3}{3785,03} \times 2,86$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,463 \text{ Mpa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0,6f_{c28}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0,6 \times 25$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2,463 \text{ MPa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiés

○ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - Y)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{15 \times 3,26 \times 10^3}{3785,03} \times (10 - 2,86)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 92,24 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les aciers HA : $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow [\sigma_s] = 240 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 92,24 \text{ MPa} < [\sigma_s] = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifier

✓ **Le ferrailage de l'E.L.U convient pour l'E.L.S**

▪ **Vérification l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left[0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$$

Avec : $V_u = \frac{p_u l^2}{2}$

$$\Rightarrow v_u = \frac{10,704 \times 0,93}{2}$$

$$\Rightarrow V_u = 4,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{4,62 \times 10}{(10)(100)} \leq \min \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = 0,046 \text{ MPa} \leq \min (3,33; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,046 \text{ MPa} \leq \ll 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifier

▪ **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,12}{0,93} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots$$
 Vérifier

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{93,10} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots$$
 Vérifier.

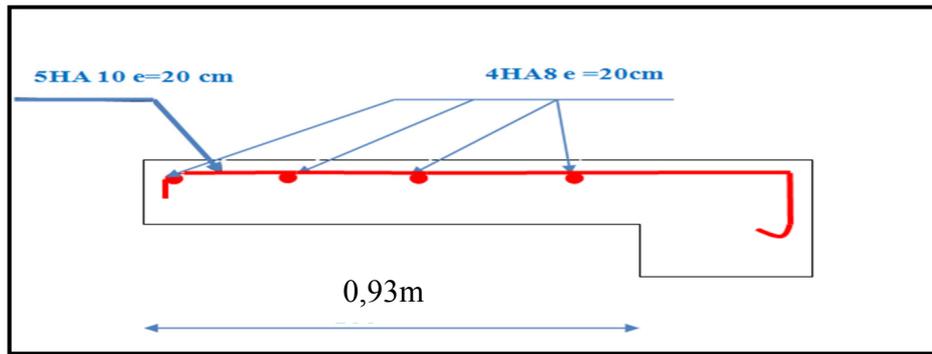


Figure III.6 : schéma ferrailages de balcon

III.3. Les planchers :

Les planchers sont à corps creux et les nervures sont coulées sur place.

Les nervures sont calculés comme des poutres sur :

- Appuis multiples par la méthode RDM.
- Par la méthode simplifiée : - méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot

✓ **Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée**

Domaine d'application :

On applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées

-La somme des surcharges d'exploitation est au plus égale à deux fois la somme des charges permanentes

ou à 5 KN/m^2

$$Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$$

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

-les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{1+l_i} \leq 1.25$$

-la fissuration, est considérée comme non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions ci-dessus n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de calcul des planches à charge d'exploitation relativement élevée connue sous le nom de méthode de **CAQUOT**.

➤ **Descente des charges sur les nervures:**

○ **Nervure plancher terrasse:**

Poids du plancher: $6.84 \times 0.65 = 4.446 \text{ KN/m.} \Rightarrow G = 4.446 \text{ KN/m.}$

$Q = 1 \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.65 \text{ KN/m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_t = 4.446 \text{ KN/m.} \\ Q_t = 0.65 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

○ **Nervure plancher étage courant:**

Poids du plancher: $4.99 \times 0.65 = 3.243 \text{ KN/m.} \Rightarrow G = 3.243 \text{ KN/m.}$

$Q = 1.5 \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.98 \text{ KN/m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{ec} = 3.243 \text{ KN/m.} \\ Q_{ec} = 0.98 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

○ **Vérification des conditions:**

⚡ $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$

➤ **Planche Terrasse:** $G = 4.446 \text{ KN/m} ; Q = 0.65 \text{ KN/m.}$

$1 \leq \text{Max} (8.892 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

➤ **Plancher étage courant:** $G_{ec} = 3.243 \text{ KN/m} ; Q_{ec} = 0.98 \text{ KN/m.}$

$1.5 \leq \text{Max} (6.486 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

⚡ les moments d'inerties sont les même dans tous les travées.

⚡ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

⚡ $0.8 \leq \frac{l_i}{1+l_i} \leq 1.25$

$\frac{3,30}{5,30} = 0,62 \Rightarrow 0.8 < 0,62 < 1,25 \dots\dots\dots \text{pas Vérifiée.}$

$\frac{5,30}{3,30} = 1,60 \Rightarrow 0,8 < 1,60 < 1,25 \dots\dots\dots \text{pas Vérifiée.}$

$\frac{3,30}{5,30} = 0,62 \Rightarrow 0.8 < 0,62 < 1,25 \dots\dots\dots \text{pas Vérifiée.}$

$\frac{5,30}{3,30} = 1,60 \Rightarrow 0,8 < 1,60 < 1,25 \dots\dots\dots \text{pas Vérifiée.}$

Cette méthode n'est pas applicable car la condition n'est pas vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous.

III.3.1 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

($Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$)

-Principe de la méthode

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre. L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a) Evaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (Mi)

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_g{}^3 + q_d \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_i = \frac{(K_g \times p_g \times l'_g{}^2) + (K_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{l'_g + l'_d}$$

Tel que $\begin{cases} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives} \\ q_d; q_g: \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{travée intermédiaire} \\ l : \text{travée de rive} \end{cases}$

a.2) Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

a.3) Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times (x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : **Mg**; moment en appui de gauche de la travée considérée.

Md; moment en appui de droite de la travée considérée.

l: portée de la travée.

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot , pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.3.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives

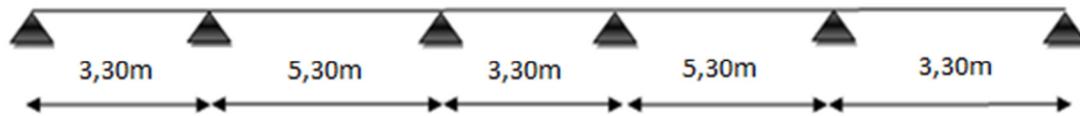


Figure III.7 : Schéma de poutrelle (5 travée)

1er Cas : Etat limite ultime ELU

Les résultats obtenue par cette méthode (M, T) sont exposer au tableau suivant

Tableau III.2 : Calcule des efforts internes (M ; T) à l'ELU

G [kN/m]	3.24		3.24		3.24		3.24		3.24	
Q [kN/m]	0.97		0.97		0.97		0.97		0.97	
L [m]	3.30		5.30		3.30		5.30		3.30	
L' [m]	3.30		4.24		2.64		4.24		3.30	
$q_U^{réduit}$	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829
$q_U^{réel}$	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829	4.317	5.829
Mq [kN/m]	0.2	7.55		6.98		6.98		7.55		0.2
Mg ; Md [kN/m]	-0.2	-7.55	-7.55	-6.98	-6.98	-6.98	-6.98	-7.55	-7.55	-0.2
Vg=Vd [kN/m]	-7.38		-15.55		-9.61		-15.55		-7.38	
Vd=Td [kN/m]	11.82		15.55		9.61		15.55		11.82	
X₀ [kN/m]	1.26		2.94		1.64		2.94		1.26	
M t [kN/m]	4.47		13.19		0.95		13.19		4.47	

Avec :

$$G = 4,99 \times 0,65 = 3,24 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m.}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive).}$$

$$L' = 0,8 \cdot L \text{ (travée intermédiaire).}$$

$$q_U^{it} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{G}{3} \right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_U^{réel} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

$$M_q = \frac{q_g \cdot L_g^3 + q_d \cdot L_d^3}{8,5(L_g + L_d)}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_g}{q_{\text{R\u00e9el}}}$$

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_U^{\text{it}} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{3,24}{3} \right) + 1,5 \times 0,97 = 4,31 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow q_U^{\text{r\u00e9el}} = 1,35 \times 3,24 + 1,5 \times 0,97 = 5,82 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{4,31 \cdot 3,30^3 + 4,31 \cdot 4,24^3}{8,5(3,30 + 4,24)} = 7,55 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow V_g = \frac{-0,2 + 7,55}{3,30} - 5,82 \times \frac{3,30}{2} = -7,38 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow V_d = -7,38 + 5,82 \times 3,30 = 11,82 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow X_0 = -\frac{-7,38}{5,82} = 1,26 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = -0,2 + 7,38(1,26) - \frac{5,82(1,26)^2}{2} = 4,47 \text{KN/m}$$

2\u00e8me Cas : Etat limite de service ELS

Les r\u00e9sultats obtenue par cette m\u00e9thode (M, T) sont exposer au tableau suivent

Tableau III.3 : Calcule des efforts internes (M, T) [kN.m] \u00e0 l'ELS

G [KN/m]	3.24		3.24		3.24		3.24		3.24	
Q [KN/m]	0.97		0.97		0.97		0.97		0.97	
L [m]	3.30		5.30		3.30		5.30		3.30	
L' [m]	3.30		4.24		2.64		4.24		3.30	
$q_U^{\text{r\u00e9duit}}$	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21
$q_U^{\text{r\u00e9el}}$	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21	3.13	4.21
Mq [KN/m]	0.2	5.47		6.06		6.06		5.47		0.2
Mg ; Md [KN/m]	-0.2	-5.47	-5.47	-6.06	-6.06	-6.06	-6.06	-5.47	-5.47	-0.2
Vg=Vt [KN/m]	-5.36		-11.07		-7.24		-11.07		-5.36	
Ve=Te [KN/m]	8.53		11.27		6.75		11.27		8.53	
X₀ [KN/m]	1.26		2.62		1.71		2.62		1.26	
M t [KN/m]	3.61		9.49		0.26		9.49		3.61	

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_U^{it} = \left(2 \cdot \frac{3,24}{3}\right) + 0,97 = 3,13 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_U^{réel} = 3,24 + 0,97 = 4,21 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{3,13 \cdot 3,30^3 + 3,13 \cdot 4,24^3}{8,5(3,30 + 4,24)} = 5,47 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow V_w = \frac{-0,2 + 5,47}{3,30} - 4,21 \times \frac{3,30}{2} = -5,36 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow V_e = -5,36 + 4,21 \times 3,30 = 8,53 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow X_0 = -\frac{-5,36}{4,21} = 1,26 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = -0,2 + 5,36(1,26) - \frac{4,21(1,26)^2}{2} = 3,61 \text{ KN/m}$$

Diagramme des moments :

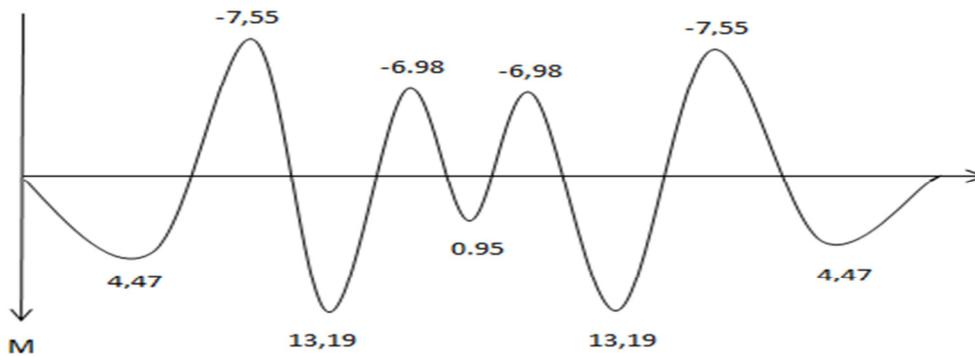


Figure III.8. Diagramme de moment à l'ELU

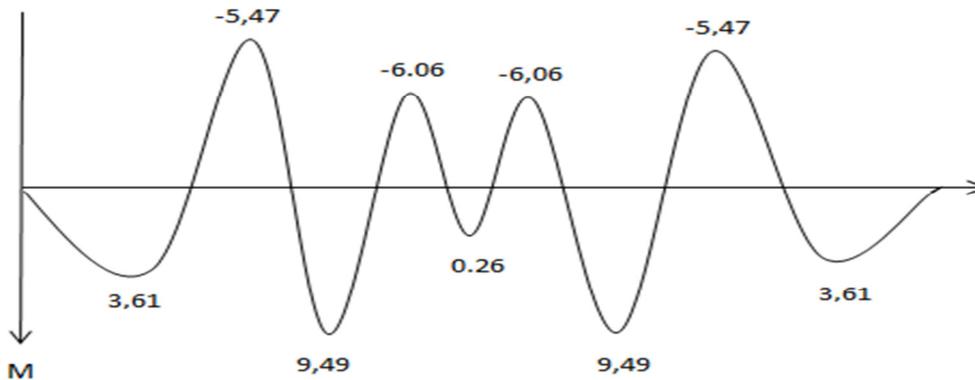
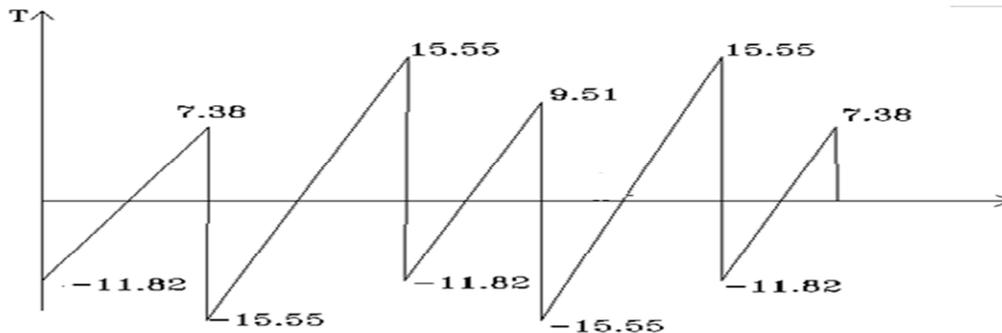
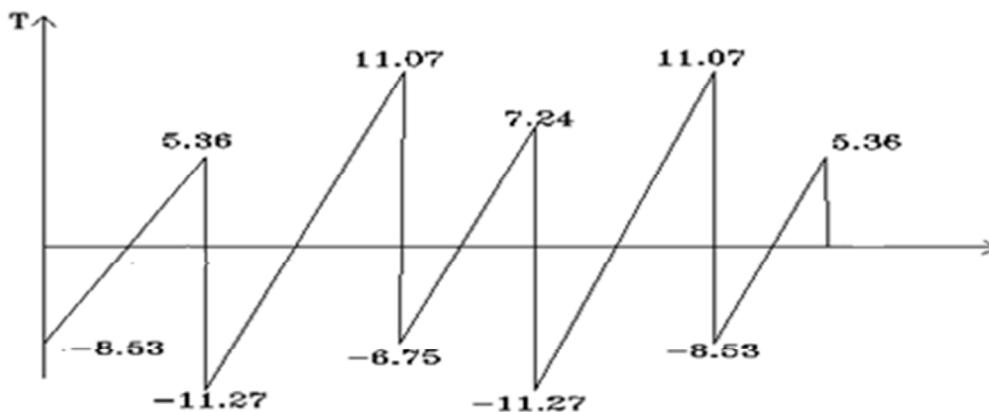


Figure III.9. Diagramme de moment à l'ELS

Diagramme des efforts tranchant :**Figure III.10.** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.**Figure III.11.** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.**III.3.3. Ferrailage des poutrelles**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$\text{A'ELU} : M_t^{\max} = 13,19 \text{ KN. m}$$

$$M_a^{\max} = 7,55 \text{ KN. m}$$

$$\text{A'ELS} : M_t^{\max} = 9,49 \text{ KN. m}$$

$$M_a^{\max} = 6,06 \text{ KN. m}$$

- ✓ **Calcul à l'ELU :** Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales.

III.3.3.1. Ferrailage en travée:

$$M_{\text{tabl}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3$$

$$= 92,10 \text{ KN. m} \gg M_u = 13,19 \text{ KN. m}$$

$\Rightarrow M_{\text{tabl}} > M_u \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

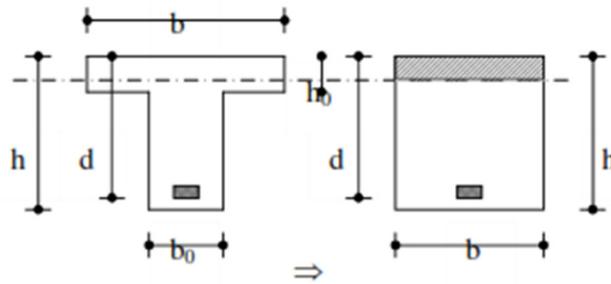


Figure III.12 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

✓ **Calcul des armatures:**

$$M_u = 13.19 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad d = 0.9 \cdot h = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{et } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,19 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_R = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0.035$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 22,18 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = \frac{13.19}{22,18 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 2,07 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.76 < A_t = 2,07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.3.3.2. Ferrailage en appuis :

○ **Appuis intermédiaire:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,98 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,097 < \mu_R = 0,392$$

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

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,097}) = 0.127$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 21.34 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.55}{21,34 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 $\Rightarrow A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

○ **Appuis de rive:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \mathcal{F}_{bc}} = \frac{7,55 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,105 < u_R = 0.392$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,105}\right) = 0.138$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 21.25 \text{ cm}$$

$$A_R = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.55}{21,25 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 $\Rightarrow A_R = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 < A_R = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

○ **Effort tranchant:**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

(TU max = 15,55 kN). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \cdot d} = \frac{15.55 \cdot 10^3}{0,1 \cdot 0,225} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.3.3. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

• **Selon le CBA 93 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \text{ CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0,714; 8; 1) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement**

$$St \leq \min \begin{cases} \min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 20,25 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} = \frac{1,01 \times 400}{10 \times 0,4} = 101 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 123 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $k=(\text{pas de reprise de bétonnages, flexion simple et fissuration peu nuisible})$.

Soit : $St=15\text{cm}$

○ **Vérification des armatures longitudinales**

○ **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 15,55 \times 10^{-3}}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ conditions vérifiée.

○ **Appuis intermédiaires**

$$T_u = 15,55 \text{ KN}; \quad F_c = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = \frac{-6,98}{0,9 \times 0,225} = -34,46 \text{ KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 15,55 - 34,46 = -18,91 < 0$

A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

○ **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\frac{\tau_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{15,55 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,225 \times 0,65 \times 0,05} = 0,647 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MP} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{ado} [cm ²]
Etages	Travée	13,19	0,028	0,035	22,18	1,71	1,76	2HA10+1HA8=2,07
Courants	App(inter)	7.55	0,097	0,127	21,34	1,01	0,27	2HA10=1,57
	App(rive)	7.55	0,105	0,138	21,25	1,01	0,27	2HA10=1,57

○ **Vérification à l'ELS**

a. Vérification Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

○ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,07(22,5 - 5) = 269,125 \text{ cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2} y^2 + 15(2,07 + 0)y - 15(2,07 \times 0,225) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,022 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,022^3 + 15 \times 2,07 \times 10^{-4} (0,225 - 0,022)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{15,12 \times 10^{-3} \times 0,022}{1,30 \times 10^{-4}} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,55 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition on Vérifiée(BAEL E.III.2)}$$

○ **En appuis**

✓ **Position de l'axe neutre (y):**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 1,57(22,5 - 5) = 400,375 \text{cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2}y^2 + 15(1,57 + 0)y - 15(1,57 \times 0,225) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,022 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0,65}{3} \times 0,022^3 + 15 \times 1,57 \times 10^{-4}(0,225 - 0,022)^2$$

$$\Rightarrow I = 0,993 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{15,12 \times 10^{-3} \times 0,022}{0,993 \times 10^{-4}} = 3,34 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.34 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition on Vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S

Position	Ms [KN.m]	Y[cm]	I [cm ⁴]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	9,00	0,022	1,30	2,55	Vérifiée
Sur appui	6,06	0,022	0,993	3,34	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformationBAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$f_e = \frac{M_{max} \times l^2}{9,6EI}$$

$$f' = \frac{L}{500}$$

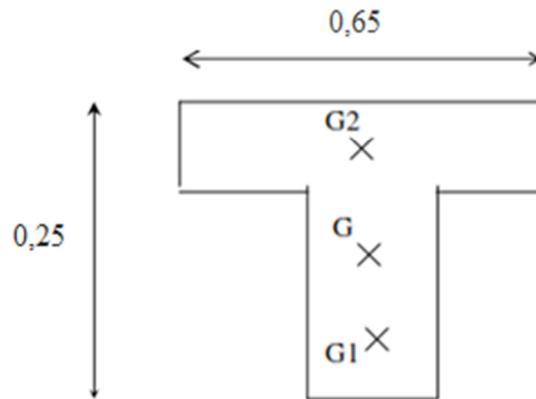


Figure III.13 : Poutrelle Section en T

✓ **Calcul du moment de l'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_1 G_0^2 + \frac{BH_0^3}{12} + (BH) \times G_0 G_2^2 0,04$$

$$I = (0,65 \times \frac{0,05^3}{12}) + (0,65 \times 0,0424^3) + (0,10 \times \frac{0,20^3}{12}) + (0,12 \times 0,20 \times 0,0575^2)$$

$$I = 1,3213 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$E = 10721,14 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = \frac{pl^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = 5,829 \times \frac{5,30^2}{8} = 20,46 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de f :**

$$f_e = \frac{20,46 \times 5,30^2}{9,6 \times 1,3213 \times 10^{-4} \times 107,21 \times 10^6} = 0,004$$

$$\hat{f} = \frac{L}{500 + 0,8} = \frac{5,30}{500 + 0,8} = 0,10$$

$$f = 0,04 < \hat{f} = 0,10 \quad \text{il est vérifié}$$

III.3.4. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$F_e=520$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

c) Armature de répartition:

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t=20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

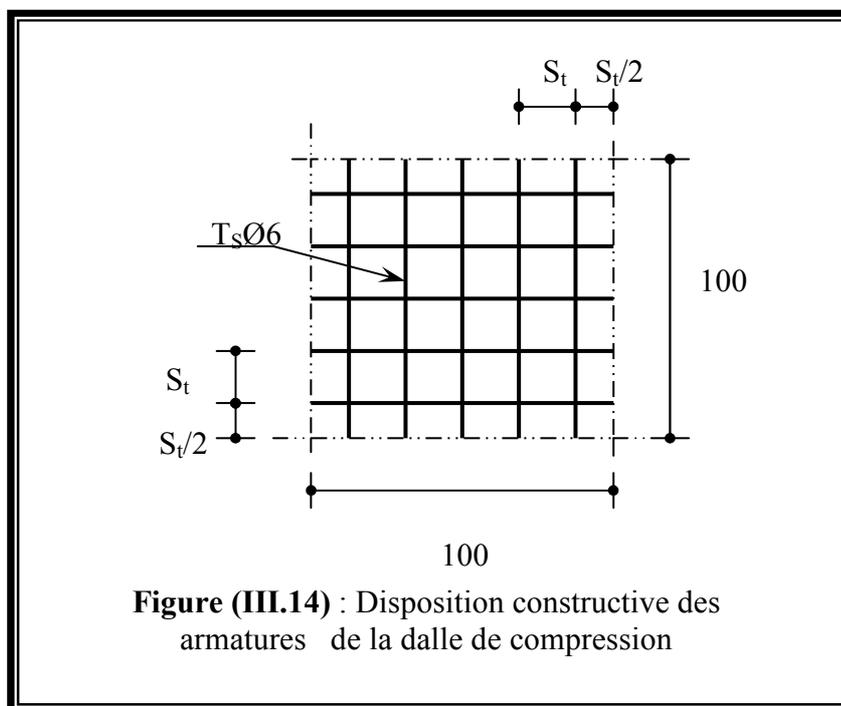


Figure (III.14) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

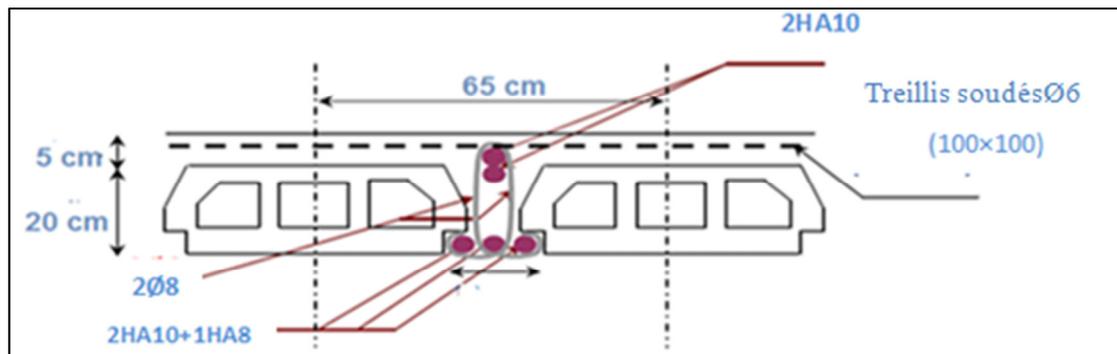


Figure III.15 : ferrailage de poutrelle

III.4. Les escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaire.

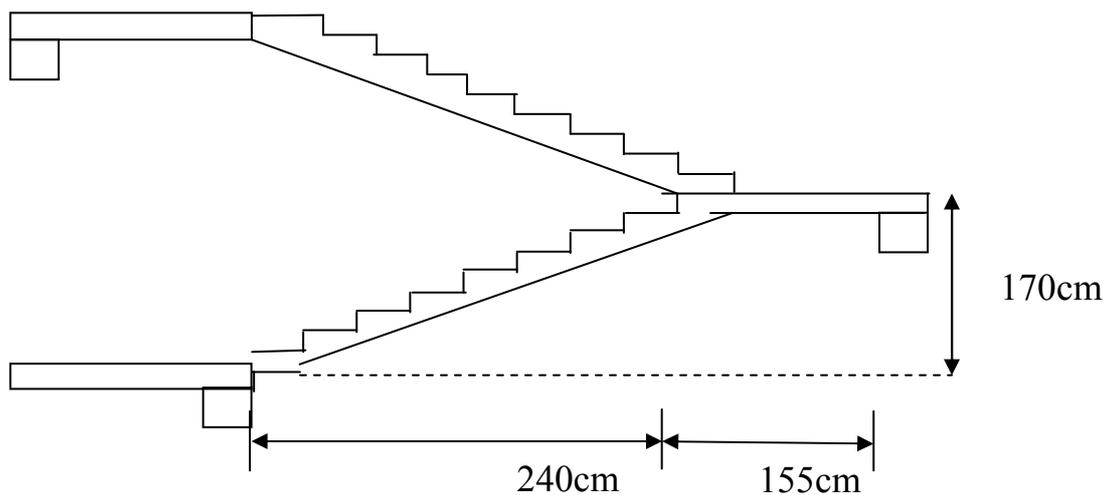


Figure III.16 : Escalier coupe transversale

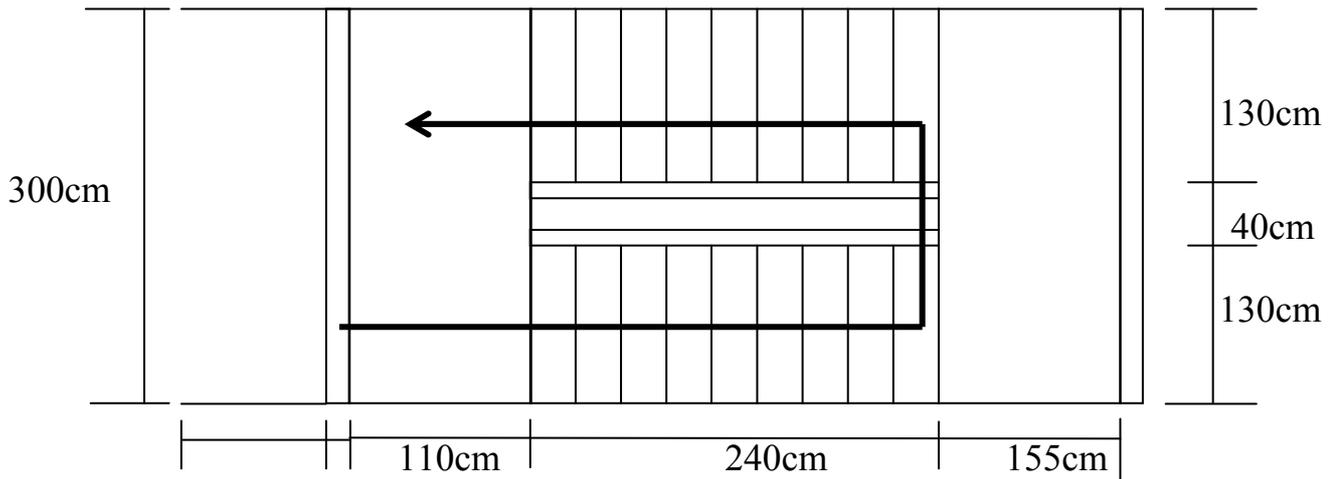


Figure III.17 : Escalier -vue en plan-

Pour une bande de 1 m de largeur

○ Combinaison d'actions :

1-paillasse:

$$G=7,48\text{KN/m}^2=7,48\times 1=7,48\text{KN/ml}$$

$$Q=2,50\text{KN/m}^2=2,50\times 1=2,50\text{KN/ml.}$$

ELU: $q_{u1}=1,35G+1,5Q$

$$=1,35(7,48)+1,5(2,5)$$

$$q_{u1}=13,848\text{KN/ml}$$

ELS: $q_{ser1}=G+Q=7,48+2,5$

$$q_{ser1}=9,98\text{KN/ml.}$$

2-palier de repos:

$$G=4,7\text{KN/m}^2\times 1\text{m}=4,7\text{KN/ml.}$$

$$Q=2,5\text{KN/m}^2\times 1\text{m}=2,5\text{KN/ml.}$$

ELU: $q_{u2}=1,35G+1,5Q$

$$=1,35\times 4,7+1,5\times 2,5$$

$$q_{u2}=10,095\text{KN/ml}$$

ELS: $q_{ser2}=G+Q$

$$=4,7+2,5$$

$$q_{ser2}=7,2\text{KN/ml.}$$

Type1:

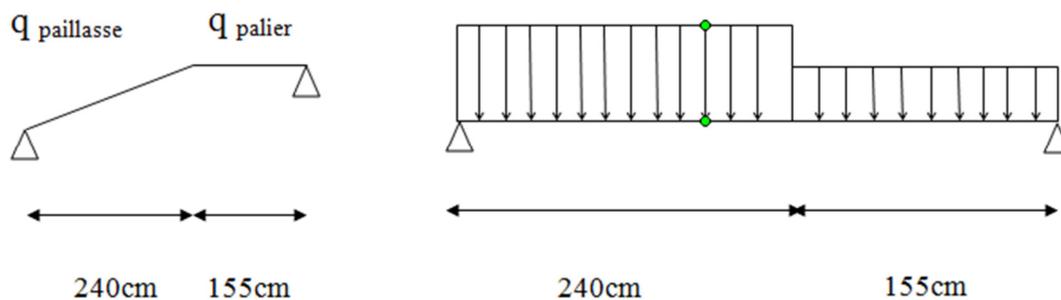


Figure III.18 : Les types d'escaliers

➤ calcul de la charge équivalente:

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_{u\text{éq}} L_i}{\sum L_i}$$

ELU:

$$q_{ueq} = \frac{\sum q_{ui} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{(2,4 \times 13,848) + (1,55 \times 10,095)}{1,55 + 2,40}$$

q_{ue} = 12,37KN/ml.

ELS:

$$q_{ueq} = \frac{\sum q_{ser i} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{(7,2 \times 1,55) + (9,98 \times 2,40)}{1,55 + 2,40}$$

q_{ser} = 8,88KN/ml.

III.4.1. Ferrailage (type1):

a) - Paillasse:

- correction des moments :

L'E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} \dots \dots \dots \text{(Page 120)}$$

$$M_0 = 12.37 \times \frac{(3.95)^2}{8} = 24.12 \text{KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = 0.3M_0$

$M_A = 0.3 \times 24.12 \Rightarrow M_A = 7.23 \text{ KN. m}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

$M_t = 0.85 \times 24.12 \Rightarrow M_t = 20.50 \text{KN. m}$

L'E.L.S :

$$M_0 = \frac{q_s \text{éq} l^2}{8}$$

$$M_0 = 8.88 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 17.31 \text{KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = M_B = 0.3M_0$

$$M_A = 0.3 \times 17.31 \Rightarrow M_A = 5.19 \text{ KN. m}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

$$M_t = 0.85 \times 19.31 \Rightarrow M_t = 16.41 \text{ KN. m}$$

➤ L'E.L.U :**III.4.1.1. Armatures en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots (\text{page 120})$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{page 80})$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,166 \text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{20.50 \times 10^3}{(100)(12)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,100$$

Test: $\mu = 0,100 < 0,186$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$\alpha_r = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0.100)}] \Rightarrow \alpha_r = 0,132$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$Z = 12(1 - 0,4 \times 0.151) \Rightarrow Z = 11,36 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{20.50 \times 10^3}{(11,36)(347,826)} \Rightarrow A_{st} = 5.18 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times (12)(100)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 5.18 \text{ cm}^2$

Le choix : **6HA 12** $\Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

III.4.1.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{6.79}{4} \Rightarrow A_r = 1,697 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA 8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

III.4.1.3. Calcul des espacements :

➤ **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \quad s_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$s_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{6} = 16$$

$$s_t < s_{t \max}$$

➤ **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \quad s_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$s_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$s_t < s_{t \max}$$

III.4.1.4. Armatures en appuis

• **Armatures sur appuis A :**

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \dots \dots \dots \text{(page 120)}$$

$$\mu = \frac{7.23 \times 10^3}{(100)(12^2)(14,166)}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,035$$

Test: $\mu = 0,035 < 0,186$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0.045$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$\Rightarrow Z = 11,78 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{7.23 \times 10^3}{(11,78)(347,826)} \Rightarrow A_{st} = 1.764 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times (12)(100)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.764 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1,764 \text{ cm}^2$

$$\text{Le choix : } 4\text{HA } 10 \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.4.1.5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} \Rightarrow A_r = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 4\text{HA } 8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.4.1.6. Calcul des espacements :

➤ **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm } s_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$s_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$s_t < s_{t \max}$$

➤ **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \quad s_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$s_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$s_t < s_{t \max}$$

Schéma de ferrailage :

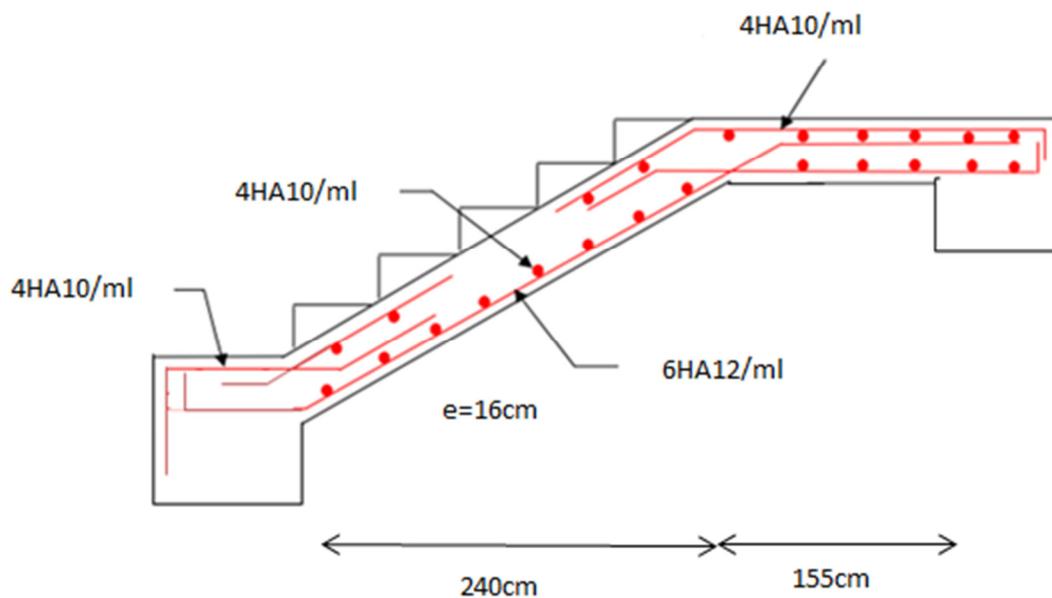


Figure III.19 : Schéma de ferrailage type 1

III.4.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 12.37 \times \frac{3.95}{2} = 24.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.43 \times 10^3}{100 \times 1200} = 0,203 \text{ Mpa}$$

✓ Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_e}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.203 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée

□ **Vérification a l'E.L.S :**

○ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 6.79}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{12 \times 100 \times 6.79}{7.5 \times 6.79^2}} - 1 \right) = 4,02 \text{ cm}$$

Y = 4.02 cm

○ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100(4.02^3)}{3} + 15(6.79)(12 - 4.02)^2$$

I = 8651.3 cm⁴

○ **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.41 \times 10^3}{8651.3} \times 4.02$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.62 \text{ Mpa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0,6 f_{c28} \Rightarrow [\sigma_{bc}] = 0,6 \times 25$$

$$\Rightarrow [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.62 \text{ Mpa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Vérifiés

III.4.1.8. Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3.95} = 0.035 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Non}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 12} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.14}{3.95} = 0.035 \geq \frac{20.50}{10 \times 24.12} = 0.08 \dots \dots \dots \text{Non}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

○ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanente.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et d'exploitation supportée.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanente appliquée.

Ces flèches calculées en fonction des moments d'encastrement et des moments d'inerties fictifs dans la section de la dalle.

1. Etat fissuré :

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$$\rho = \frac{6.79}{100 \times 12} = 5.65 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\lambda_I = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} b_0 = b$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)(5.65 \times 10^{-3})} \Rightarrow \lambda_I = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_I}{5}$$

$$\lambda_v = \frac{2(3.71)}{5} \Rightarrow \lambda_v = 1.484$$

➤ **calcul des contrant :**

▪ **calcul des moments :**

$$G_{\text{éq}} = \frac{G_{\text{paillasse}}L_1 + G_{\text{palier}}L_2}{L_1 + L_2 + L_3 +}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{(7.48 \times 2.4) + (4.7 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} \Rightarrow G_{\text{éq}} = 6.38 \text{KN.m}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_{\text{paillasse}}L_1 + Q_{\text{palier}}L_2}{L_1 + L_2}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(2.5 \times 2.4) + (2.5 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} \Rightarrow Q_{\text{éq}} = 2.5 \text{KN.}$$

$$G_j = G_{\text{éq}} - G_{\text{garde courps}}$$

$$G_j = 6.38 - 0.1 \Rightarrow G_j = 6.28 \text{KN.m}$$

$$P = G_{\text{éq}} - Q_{\text{éq}}$$

$$P = 6.38 + 2.5 \Rightarrow P = 8.88 \text{KN.m}$$

On calcul :

M_{oj} : moment due aux charges permanente avant mise en place le garde-corps.

M_{og} : moment due aux charges permanente après mise en place le garde-corps.

M_{op} : moment due aux charges totales.

$$M_{oj} = \frac{0.8G_j L^2}{8}$$

$$M_{oj} = \frac{0.8(6.28 \times 3.95^2)}{8} \Rightarrow M_{oj} = 9.79 \text{KN. m}$$

$$M_{og} = \frac{0.8G_{\acute{e}q} L^2}{8}$$

$$M_{og} = \frac{0.8(6.38 \times 3.95^2)}{8} \Rightarrow M_{og} = 9.95 \text{KN. m}$$

$$M_{op} = \frac{0.8PL^2}{8}$$

$$M_{op} = \frac{0.8(8.88 \times 3.95^2)}{8} \Rightarrow M_{op} = 13.85 \text{KN. m}$$

▪ **les constraint sur la section droite :**

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{oj}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 9.79(12 - 4.02)}{8651.3} \Rightarrow \sigma_{sj} = 135.45 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{og}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 9.95(12 - 4.02)}{8651.3} \Rightarrow \sigma_{sg} = 137.66 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15M_{op}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15 \times 13.85(12 - 4.02)}{8651.3} \Rightarrow \sigma_{sP} = 191,62 \text{Mpa}$$

✓ **Contraintes sur les sections droites:**

▪ **Calcul les coefficients μ :**

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.88 \times 135.45) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.88 \times 137.66) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sP}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.88 \times 191.62) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99$$

▪ **Calcul des inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 8651.3}{1 + 3.71(0.99)} \Rightarrow I_{ji} = 2036.51 \text{cm}^2$$

$$I_{gi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 8651.3}{1 + 3.71(0.99)} \Rightarrow I_{gi} = 2036.51 \text{cm}^2$$

$$I_{Pi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{Pi} = \frac{1.1 \times 8651.3}{1 + 3.71(0.99)} \Rightarrow I_{Pi} = 2036.51 \text{cm}^2$$

$$I_{gv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 8651.3}{1 + 1.48(0.99)} \Rightarrow I_{gv} = 3860.30 \text{cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.20 \text{Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10721.14 \text{Mpa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{0g}L^2}{10E_iI_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{9.95(3.95)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 2036.51} \Rightarrow f_{gi} = 0.023 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{0j}L^2}{10E_iI_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{9.79(3.95)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 2036.51} \Rightarrow f_{ji} = 0.023 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{0p}L^2}{10E_iI_{pi}}$$

$$f_{pi} = \frac{13.85(3.95)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 2036.51} \Rightarrow f_{pi} = 0.032 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{0g}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{9.95(3.95)^2 \times 10^5}{10 \times 10721.14 \times 3860.3} \Rightarrow f_{gv} = 0.037 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.037 - 0.023 + 0.032 - 0.023 \Rightarrow \Delta f_t = 0.023 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad (si : L < 5m)$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{395}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{adm} = 0.79 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0.023 \text{ m} < \Delta f_{adm} = 0.79 \text{ m}$ Vérifie

III.4.2. Ferrailage (type2) :



Figure III.20 : Les types d'escaliers

➤ Calcul de la charge équivalente:

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_{ui} L_i}{\sum L_i}$$

ELU:

$$q_{ueq} = \frac{\sum q_{ui} \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{(2,4 \times 13,848) + (1,55 \times 10,095) + (1,10 \times 10,095)}{1,55 + 1,10 + 2,40}$$

q_{ue} = 11,87KN/ml.

$$\mu = \frac{32.15 \times 10^3}{(100)(12)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,157$$

Test: $\mu = 0,157 < 0,186$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots (\text{page } 124)$$

$$\alpha_r = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0.157)}] \Rightarrow \alpha_r = 0,215$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots (\text{page } 124)$$

$$Z = 12(1 - 0,4 \times 0.242) \Rightarrow Z = 10,96 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{32.15 \times 10^3}{(10,96)(347,826)} \Rightarrow A_{st} = 8.43 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times (12)(100)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 8.43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 8.43 \text{ cm}^2$

Le choix : **6HA 14** $\Rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

III.4.2.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{9.24}{4} \Rightarrow A_r = 2,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

III.4.2.3. Calcul des espacements :

- **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \quad S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1m}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{6} = 16\text{cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

- **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45)\text{cm} \quad S_{t \max} \leq 45\text{cm}$$

$$S_t \frac{1m}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

III.4.2.4. Armatures sur appuis A :

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots (\text{page 120})$$

$$\mu = \frac{11.35 \times 10^3}{(100)(12^2)(14,166)}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,055$$

$$\text{Test: } \mu = 0,055 < 0,186$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0.071$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$\Rightarrow Z = 11,65\text{cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826\text{Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11.35 \times 10^3}{(11,65)(347,826)} \Rightarrow A_{st} = 2.80\text{cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times (12)(100)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,449\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 2.80\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,449\text{cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2,80\text{cm}^2$

Le choix : **5HA 10** $\Rightarrow A_s = 3,93\text{cm}^2$

III.4.2.5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4,71}{4} \Rightarrow A_r = 0,982\text{cm}^2$$

Le choix : **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01\text{cm}^2$

III.4.2.6. Calcul des espacements :

- **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33)\text{cm} \quad S_{t\max} \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{1\text{m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$S_t < S_{t\max}$$

- **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45)\text{cm} \quad S_{t\max} \leq 45\text{cm}$$

$$S_t = \frac{1\text{m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$S_t < S_{t\max}$$

III.4.2.7. Armatures sur appuis B:

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots \text{(page 120)}$$

$$\mu = \frac{11,35 \times 10^3}{(100)(12^2)(14,166)}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,055$$

Test: $\mu = 0,055 < 0,186$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0,071$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha_r) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$\Rightarrow Z = 11,65\text{cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11,35 \times 10^3}{(11,65)(347,826)} \Rightarrow A_{st} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times (12)(100)(2,10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,80 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2,80 \text{ cm}^2$

Le choix : **5HA 10** $\Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

III.4.2.8. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,93}{4} \Rightarrow A_r = 0,982 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA 8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

III.4.2.9 Calcul des espacements :

- **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \quad S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

- **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \quad S_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

Tableau III.6 : Les resultats de calcul

Section	M (KN.m)	μ	Z (cm)	$A_{st(cal)}$ (cm) ²	A_{min} (cm) ²	$A_{st(adob)}$ (cm) ²	$A_R (cal)$ (cm) ²	$A_R (adob)$ (cm) ²
Appuis A	11.35	0.055	11.65	2,80	1.449	5HA10 3.93	0.982	4HA8 2.01
Appuis B	11.35	0.055	11,65	2.80	1.449	5HA10 3.93	0.177	4HA8 2.01
Travée	32.15	0.157	10.96	8.43	1.449	6HA14 9.24	2.31	4HA10 3.14

Schéma de ferrailage :

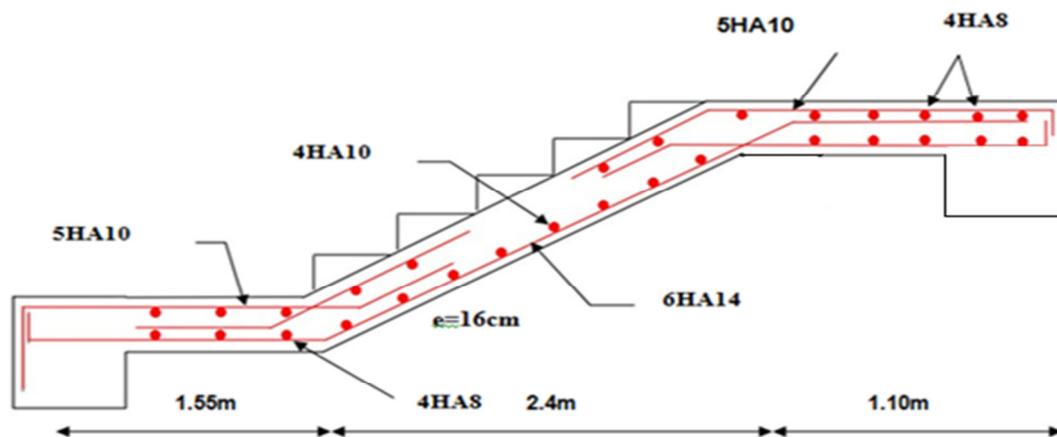


Figure III.21 : plan de ferrailage type 2

III.4.2.10 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 11.87 \times \frac{5.05}{2} = 29.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.97 \times 10^3}{100 \times 1200} = 0.24 \text{ Mpa}$$

✓ Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_e}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification a l'E.L.S :**

- **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 9.24}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{12 \times 100 \times 9.24}{7.5 \times 9.24^2}} - 1 \right) = 4.54 \text{ cm}$$

$$Y = 4.54 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100(4.54^3)}{3} + 15(9.24)(12 - 4.54)^2$$

$$I = 10832.53 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.08 \times 10^3}{10832.53} \times 4.54$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.67 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 f_{c28} \Rightarrow [\sigma_{bc}] = 0.6 \times 25$$

$$\Rightarrow [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 9.67 \text{ Mpa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Vérifiés

III.4.2.11. Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche , si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{5.05} = 0.02 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Non}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 12} = 0.0077 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.14}{5.05} = 0.02 \geq \frac{32.15}{10 \times 37.83} = 0.08 \dots \dots \dots \text{Non}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

○ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanente.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et d'exploitation supportée.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanente appliquée.

Ces flèches calculées en fonction des moments d'encastremets et des moments d'inerties fictifs dans la section de la dalle.

2. Etat fissuré :

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$$\rho = \frac{9.24}{100 \times 12} = 7.7 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\lambda_I = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} b_0 = b$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)(7.7 \times 10^{-3})} \Rightarrow \lambda_I = 2.72$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_I}{5}$$

$$\lambda_v = \frac{2(2.72)}{5} \Rightarrow \lambda_v = 1.09$$

- **calcul des contrant :**

▪ **calcul des moments :**

$$G_{\acute{e}q} = \frac{G_{paillasse}L_1 + G_{palier}L_2 + G_{consol}L_3}{L_1 + L_2 + L_3 +}$$

$$G_{\acute{e}q} = \frac{(7.48 \times 2.4) + (4.7 \times 1.1) + (4.7 \times 1.55)}{2.4 + 1.1 + 1.55} \Rightarrow G_{\acute{e}q} = 6.02 \text{KN. m}$$

$$Q_{\acute{e}q} = \frac{Q_{paillasse}L_1 + Q_{palier}L_2 + Q_{consol}L_3}{L_1 + L_2 + L_3 +}$$

$$Q_{\acute{e}q} = \frac{(2.5 \times 2.4) + (2.5 \times 1.1) + (2.5 \times 1.55)}{2.4 + 1.1 + 1.55} \Rightarrow Q_{\acute{e}q} = 2.45 \text{KN.}$$

$$G_j = G_{\acute{e}q} - G_{garde\ courps}$$

$$G_j = 6.02 - 0.1 \Rightarrow G_j = 5.92 \text{KN. m}$$

$$P = G_{\acute{e}q} - Q_{\acute{e}q}$$

$$P = 6.02 + 2.45 \Rightarrow P = 8.47 \text{KN. m}$$

On calcul :

M_{oj} : moment due aux charges permanente avant mise en place le garde-corps.

M_{og} : moment due aux charges permanente après mise en place le garde-corps.

M_{op} : moment due aux charges totales.

$$M_{oj} = \frac{0.8G_j L^2}{8}$$

$$M_{oj} = \frac{0.8(5.92 \times 5.05^2)}{8} \Rightarrow M_{oj} = 15.09 \text{KN. m}$$

$$M_{og} = \frac{0.8G_{\acute{e}q} L^2}{8}$$

$$M_{og} = \frac{0.8(6.02 \times 5.05^2)}{8} \Rightarrow M_{og} = 15.35 \text{KN. m}$$

$$M_{op} = \frac{0.8PL^2}{8}$$

$$M_{op} = \frac{0.8(8.47 \times 5.05^2)}{8} \Rightarrow M_{op} = 21.60 \text{KN. m}$$

- les constraint sur la section droite :

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{oj}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 15.09(12 - 4.54)}{10832.53} \Rightarrow \sigma_{sj} = 155.88 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{og}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 15.35(12 - 4.54)}{10832.53} \Rightarrow \sigma_{sg} = 158.56 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15M_{op}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15 \times 21.60(12 - 4.54)}{10832.53} \Rightarrow \sigma_{sP} = 223,12 \text{Mpa}$$

- Calcul les coefficients μ :

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.47 \times 155.88) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99 \Rightarrow$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.47 \times 158.56) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4P\sigma_{sP}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 8.47 \times 223.12) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.99$$

- **Calcul les inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 10832.53}{1 + 2.72(0.99)} \Rightarrow I_{ji} = 3226.76 \text{cm}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 10832.53}{1 + 2.72(0.99)} \Rightarrow I_{gi} = 3226.76 \text{cm}^4$$

$$I_{Pi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{Pi} = \frac{1.1 \times 10832.53}{1 + 2.72(0.99)} \Rightarrow I_{Pi} = 3226.76 \text{cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 10832.53}{1 + 1.09(0.99)} \Rightarrow I_{gv} = 5731.2 \text{cm}^4$$

• **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.20 \text{Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10721.14 \text{Mpa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{0g}L^2}{10E_i I_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{15.35(5.05)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 3226.76} \Rightarrow f_{gi} = 0.037 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{0j}L^2}{10E_i I_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{15.09(5.05)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 3226.76} \Rightarrow f_{ji} = 0.036 \text{cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_{0P}L^2}{10E_i I_{Pi}}$$

$$f_{Pi} = \frac{21.60(5.05)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 3226.76} \Rightarrow f_{Pi} = 0.052 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{0g}L^2}{10E_v I_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{15.35(5.05)^2 \times 10^5}{10 \times 10721.14 \times 5731.2} \Rightarrow f_{gv} = 0.063 \text{ cm}$$

III.4.3. Etude de la poutre palier :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.063 - 0.036 + 0.052 - 0.037$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.042 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad (\text{Si : } L < 5\text{m})$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{505}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{adm} = 1,01 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.042 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

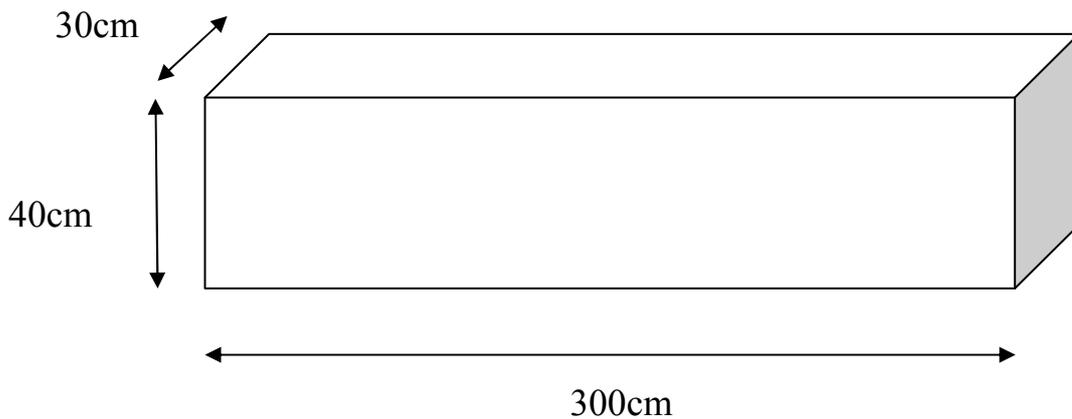


Figure III.22 : Poutre palier

✓ **Dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d’après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

- La hauteur ‘h’ de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \end{array} \right.$$

$$20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \quad , \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ **Selon le RPA99/ version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 40 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ h/b = 40/30 = 1,333 < 4 \quad \dots \dots \dots \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

→ Donc on choisie un section de la poutre palière ($\mathbf{b \times h = 30 \times 40}$) cm

La poutre palière soumise à la flexion simple et à la traction.

✓ **Évaluation des charges :**

Poids propre du palier : $\mathbf{G = 4,7 \text{ KN/ml}}$

$\mathbf{Q = 2,5 \text{ KN/ml}}$

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,4 \times 25 = \mathbf{3 \text{ KN/ml}}$

Poids propre de mur extérieur : $3 \times (3,23 - 0,40) \times 2,07 = \mathbf{17,57 \text{ KN/ml}}$

✓ **Calcul des réactions :**

$R_{qu1} = 10,095 \times 1,10 = 11,10 \text{ kN.}$

$R_{qu2} = 13,848 \times 2,4 = 33,23 \text{ kN.}$

$R_{qu3} = 10,095 \times 1,55 = 15,64 \text{ kN.}$

$\Sigma F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 59,97 \text{ kN.}$

$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5,05 + R_{qu1} \times 0,55 + R_{qu2} \times 2,3 + R_{qu3} \times 4,275 = 0$

$\Rightarrow \mathbf{R_B = 29,58 \text{ KN/ml.}}$

$\mathbf{R_A = 30,38 \text{ KN/ml.}}$

✓ **Combinaison des charges :**

ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q + R_A$

$q_u = 1,35(4,7 + 3 + 17,57) + 1,5(2,5) + 30,38$

$q_u = 68,244 \text{ KN/ml}$

E.L.S :

$R_A + R_B = 43,02$

$\Rightarrow R_B = 21,21 \text{ KN/ml}$

$\Rightarrow R_A = 21,81 \text{ KN/ml.}$

$q_u = G + Q + R_A$

$$q_u = (4,7 + 3 + 17,57) + (2,5) + 21,81$$

$$q_u = 49.57 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments :**

Les moments isostatiques sont :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 76.774 \text{ KN/ml}$$

Considérons que la poutre est partiellement encastrée ce qui donne :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85(76.774)$$

$$M_t = 65.258 \text{ KN m}$$

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3(76.774)$$

$$M_A = 23,032 \text{ KN m}$$

III.4.3.1. Calcul de ferrailage :

✓ **Armature longitudinale :**

➤ **E.L.U :**

III.3.2. En travée :

$$M_t = 65.258 \text{ KN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots (\text{page 120})$$

$$\text{Avec: } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{page 80})$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,166 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{65.258 \times 10^3}{(30)(38)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,106$$

$$\text{Test: } \mu = 0,106 < 0,186$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$\alpha_r = 0.140$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$Z = 35.858 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times (38)(30)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA 14** $\Rightarrow A_s = 6.15 \text{ cm}^2$

III.4.3.3. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{6.15}{4} \Rightarrow A_r = 1,540 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2HA10** $\Rightarrow A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

III.4.3.4. En appuis :

MA = 23,032 KN m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots \text{(page 120)}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots \text{(page 80)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,166 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{23.032 \times 10^3}{(30)(38)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,037$$

Test: $\mu = 0.037 < 0,186$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$\alpha_r = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$Z = 37,272 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$$

○ Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times (38)(30)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA12** $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

III.4.3.5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2HA10** $\Rightarrow A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

Tableau III.7 : les resultats des calculs

Section	M (KN.m)	μ	Z (cm)	$A_{st(cal)}$ (cm) ²	A_{\min} (cm) ²	$A_{st(adob)}$ (cm) ²	$A_r(cal)$ (cm) ²	$A_r(adob)$ (cm) ²
Appuis A	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
Appuis B	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
Travée	65.258	0.106	35.858	5.232	1.376	4HA14 6.15	1.540	2HA10 1.57

III.4.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 68.244 \times \frac{5.05}{2} = 172.316 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172.316 \times 10^3}{380 \times 4000} = 0.113 \text{ Mpa}$$

✓ Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_e}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.4.3.7. Étude de la poutre sous l'effet de la torsion:

D'après le **BAEL 91**; on remplace la section réel (pleine) par une section creuse équivalente d'épaisseur

$$b_o = \frac{a}{6}.$$

a: plus petit diamètre du cercle inscrit dans le contour extérieur.

- **Armature longitudinale :**

$$T_{u \max} = \frac{m_t L}{2}$$

$$m_t = 0.2 \left[q_u \text{ éq} \frac{L^2}{8} \right]$$

Pour une bande de **1m**

$$m_t = 0.2 \left[68.244 \times \frac{3^2}{8} \right]$$

$$m_t = 15.354 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_{u \max} = \frac{15.354 \times 3}{2}$$

$$T_{u \max} = 23.032 \text{ KN.m}$$

$$A_t = \frac{T_u \max U}{2\Omega\sigma_{st}}$$

Ω : aire de la section creuse.

U: périmètre de Ω .

$$\Omega = (b - b_0)(h - h_0)$$

$$\Omega = (30-2)(40-2) \Rightarrow \Omega = 1064 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[28 + 38]$$

$$U = 132 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{23.032 \times 1.32}{2 \times 1064 \times 10^{-4} \times 347.826 \times 10^3}$$

$$A_t = 0.0004 \text{ cm}^4$$

Compte tenu des aciers de flexion:

Sur travée:

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 6.15 \Rightarrow A = 6.150 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A = 5\text{HA14} = 7.69 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 4.52 \Rightarrow A = 4.521 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A = 5\text{HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

$$\text{Diamètre: } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_t, \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL 91).}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, 10, \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11.42, 10, 30)$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement: } S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 38, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(34.2, 40 \text{ cm})$$

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

- **Selon RPA (Page 53 art 7.5.2.2):**

Zone nodale:

$$l' = 2h \Rightarrow l' = 2 \times 40$$

$\Rightarrow I' = 80 \text{ cm}$

$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right)$

$\Rightarrow S \leq \min(10; 16.8\text{cm})$

On prend: $S = 10\text{cm}$

Zone courant:

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

$\Rightarrow S' \leq 20\text{cm}$

On prend: $S' = 20\text{cm}$

III.4.3.8. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{300} = 0.133 \geq \frac{65.258}{10 \times 76.774} = 0.085 \dots \dots \dots \text{OK}$

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{30 \times 38} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{OK}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{300} \Rightarrow 0.133 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{OK}$

• **Vérification à ELS:**

○ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15A_s \left[\sqrt{\left(1 + \frac{b \cdot d A_s}{7.5 A_s^2}\right)} - 1 \right]}{b}$$

$$Y = \frac{15(7.69) \left[\sqrt{\left(1 + \frac{30 \times 38 \times 7.69}{7.5(7.69^2)}\right)} - 1 \right]}{30}$$

$Y = 13.250 \text{ cm}$

○ **Moment d'inertie:**

$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$

$I = \frac{30(13.250^3)}{3} + 15(7.69)(38 - 13.250)^2$

$I = 93921.11\text{cm}^4$

○ **Contrainte dans le béton:**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{55.76 \times 10^3}{93921,11} \times 13.250$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.86 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0,6 f_{c28} \Rightarrow [\sigma_{bc}] = 0,6 \times 25$$

$$\Rightarrow [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.86 \text{ MPa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa}$ Vérifiés

Schéma de ferrailage :

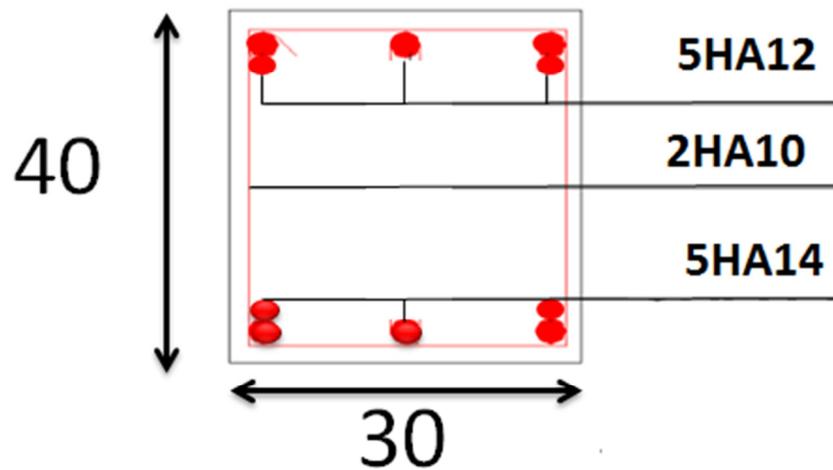


Figure III.23 : Schéma de ferrailage

The background of the page is a decorative graphic consisting of several overlapping, wavy, ribbon-like shapes in shades of orange and yellow. These shapes flow across the page, creating a sense of movement and depth. The colors transition from a lighter, almost white-yellow at the top to a deeper orange at the bottom.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE ET

SISMIQUE

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1. Objectifs de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très Complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

IV.2.1. La méthode statique équivalente.

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (Régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.2.2. La méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est inférieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est applicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures.

Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{st}/ V_{dyn})$.

Avec :

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$ L'effort tranchant statique à la base de bâtiment.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Tableau IV.1 : Coefficients d'accélération de zone A

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

La formule empirique donnée par RPA99/2003 (Formule 4.4) est la suivante:

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.2 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifiée	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifiée	0.05
3	Régularité en plan	Vérifiée	0
4	Régularité en elevation	Vérifiée	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0

Donc:

$$Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 1.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du

Facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

Avec T2: période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le Tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

$$T1(S3) = 0,15 \text{ sec}$$

On a un site meuble S3 \Rightarrow $T2(S3) = 0,5 \text{ sec}$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (IV.3) présenté ci-après.

Tableau IV.3 : Valeurs de ξ %

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc :

$$\xi = 7\% \longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

- **Estimation empirique de la période fondamentale**

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.

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

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• Pour le sens transversal :

$h_N = 16.15 \text{ m}$

Donc : $T = 0.40 \text{ s}$

On a : $T_2 (s_3) = 0.5 \text{ s}$

Alors : $D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$

Donc $D = 2.20$

• Pour le sens longitudinal :

$h_N = 16.15 \text{ m}$

Donc : $T = 0.40 \text{ s}$

On a : $T_2 (s_3) = 0.5 \text{ s}$

Alors : $D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$

Donc $D = 2.20$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a : $R = 5$

W : poids de la structure

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau IV.4 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

Tableau IV.4 : poids de chaque niveau

NIV	POIDS « t »
5	213,4
4	189
3	189
2	189
1	200.9

Poids total: $W_T = 981.3 \text{ t}$

Tableau IV.5 : Résumé des résultats

Paramètres	Résultats
A	0.15
D _{tr} , D _{lon}	2.20 , 2.20
Q	1.25
R	5
W	981,3
T _L	0.40
T _T	0.40
H	0.88

➤ La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25 \times 981.3}{5} = 81.134t$$

$$\Rightarrow V_L = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25 \times 981.3}{5} = 81.134$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par élément fini dénommé **ROBOT**

IV.4. Vérification le période :

➤ Modélisation sans voiles :

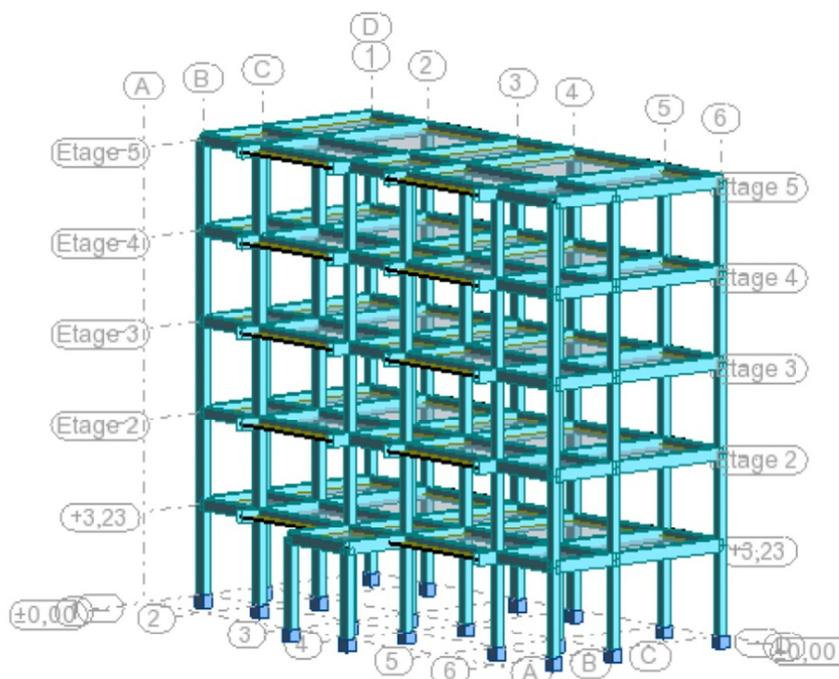


Figure IV.1 : Vue générale du modèle

✓ Résultats de l'analyse dynamique par **ROBOT**

Tableau IV.6 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,32	0,76	0,00	82,42	0,00	82,42
2	1,36	0,73	80,73	82,42	80,73	0,00
3	1,59	0,63	83,36	82,42	2,63	0,00
4	4,02	0,25	83,36	93,77	0,00	11,35
5	4,15	0,24	93,84	93,77	10,47	0,00
6	4,85	0,21	94,17	93,77	0,33	0,00
7	6,87	0,15	94,17	97,94	0,00	4,17
8	7,06	0,14	98,01	97,94	3,84	0,00
9	8,27	0,12	98,11	97,94	0,10	0,00
10	9,57	0,10	98,11	99,60	0,00	1,66

- Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,76$ s.

2°/ Le premier mode est un mode de translation

3°/ Le 2ème et le 3ème mode sont des modes de rotation.

4°/ On doit retenir les 24 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99).

- Interprétation

1°/ La période fondamentale $T=0,76$ s est supérieure à celle calculée par les

Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,40\text{s}$$

$$T = 0,76\text{s} > 1,30 \times 0,40 = 0,52\text{s}$$

- Remarque :

En remarque qu'il faut diminuer la période il devient donc impératif de rigidifier Notre structure Par l'addition des voiles avec prise en compte les conditions (RPA article 3.4. A.4)

➤ **Modélisation avec voiles :**

▪ **Disposition des voiles :**

a) **Caractéristique géométrique des Voiles**

$e = 20\text{cm}$, longueur des voiles $L = 120\text{ cm}$, Poteau ; $h = 40\text{cm}$, $b = 40\text{cm}$

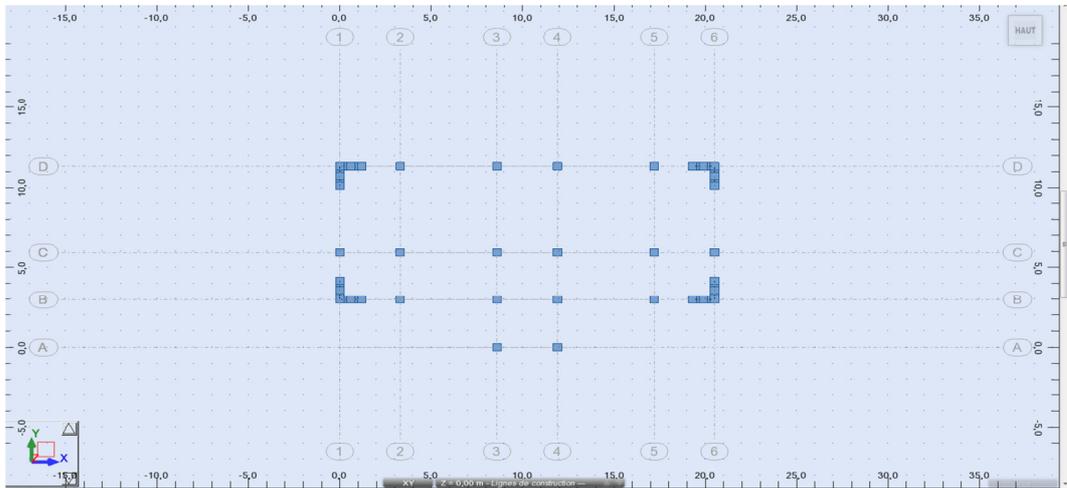


Figure IV.2 : Disposition des voiles

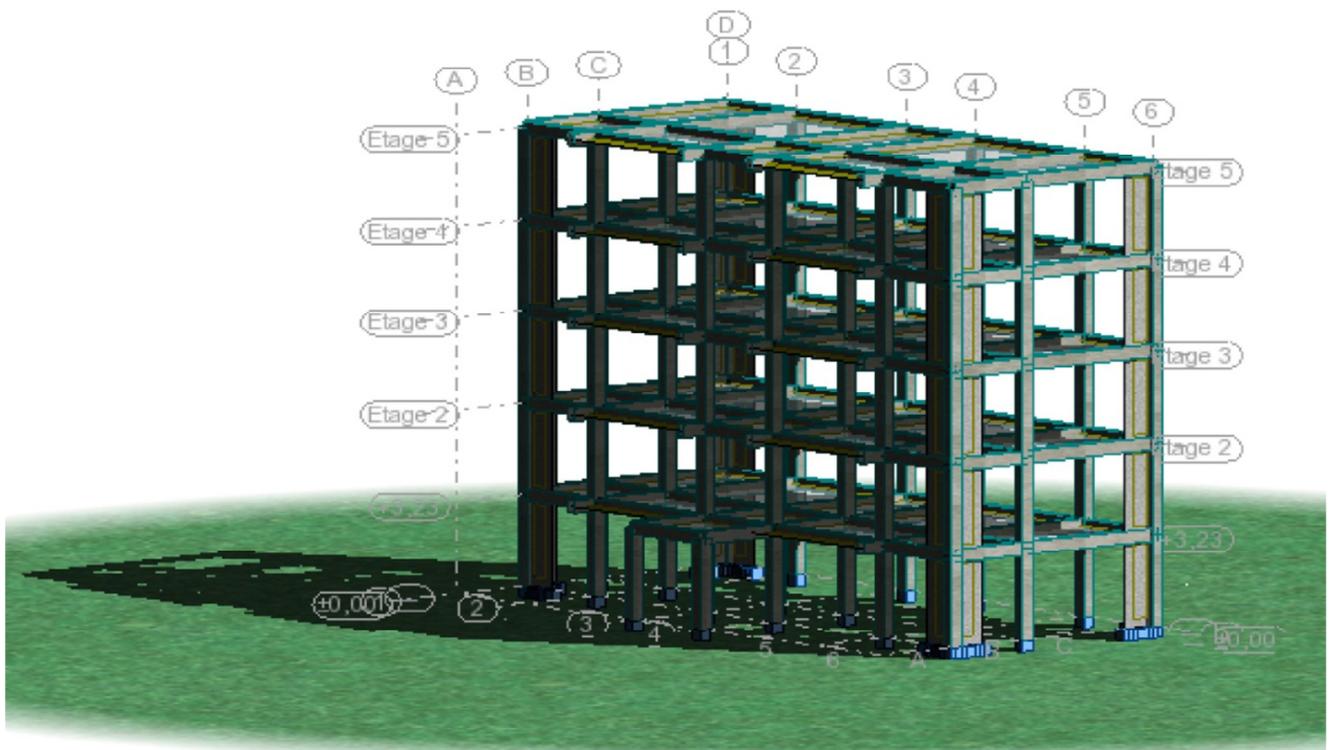


Figure IV.3 : vue générale avec voile

✓ Après l'analyse par ROBOT, on obtient les résultats présentés dans le tableau IV.7

Tableau IV.7 : Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Module UX [%]	Masse Module UY [%]
1	2,08	0,48	0,00	74,03	0,00	74,03
2	2,17	0,46	74,34	74,03	74,34	0,00
3	3,01	0,33	74,37	74,03	0,03	0,00
4	7,39	0,14	74,37	89,42	0,00	15,39
5	7,92	0,13	89,58	89,42	15,21	0,00
6	11,80	0,08	89,59	89,42	0,00	0,00
7	13,28	0,08	89,59	95,12	0,00	5,70
8	16,12	0,06	95,71	95,12	6,13	0,00
9	17,69	0,06	95,71	97,19	0,00	2,07
10	20,79	0,05	95,71	97,58	0,00	0,39

- **Remarque :**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,48s$

2°/ Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation

3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 16 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%(selon le RPA99).

- **INTERPRETATION :**

1°/ la valeur de la période fondamentale $T=0,48s$ est inférieure à celle calculée par les formules

Empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$T=0.48s$, $T_{RPA}=0.52s$

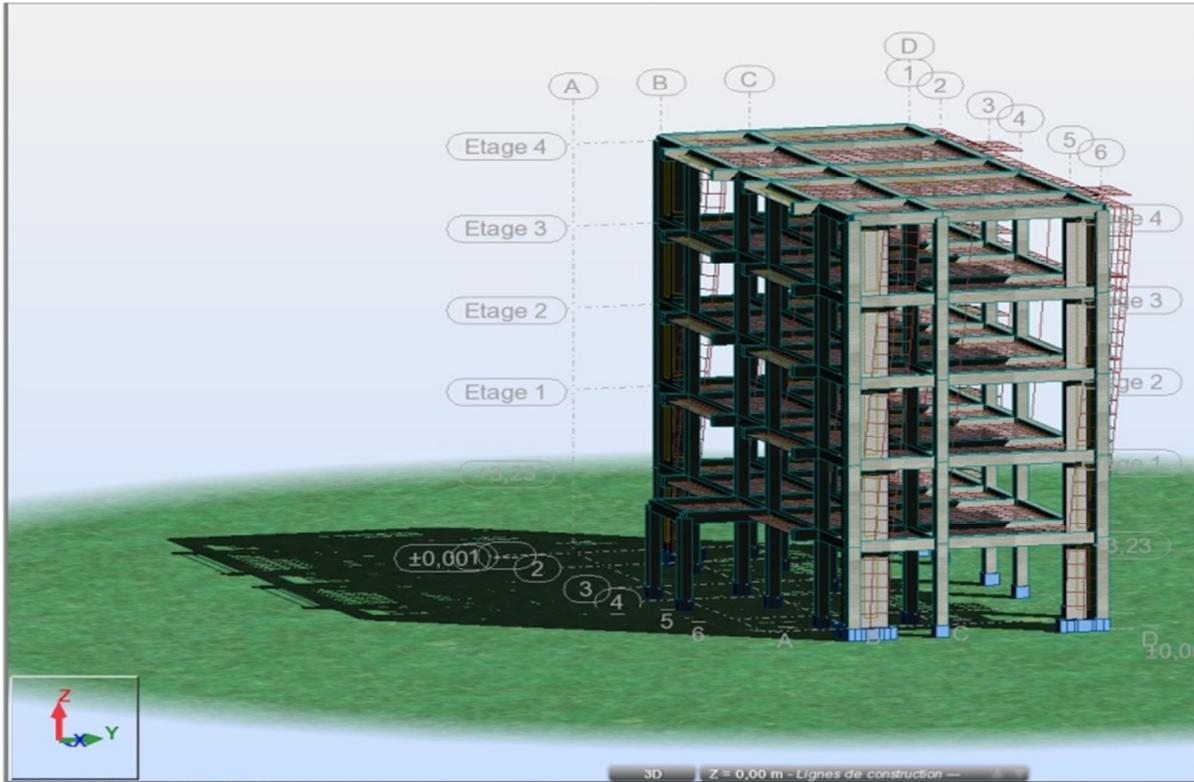


Figure IV.4– 1^{er} mode - Vue déformée

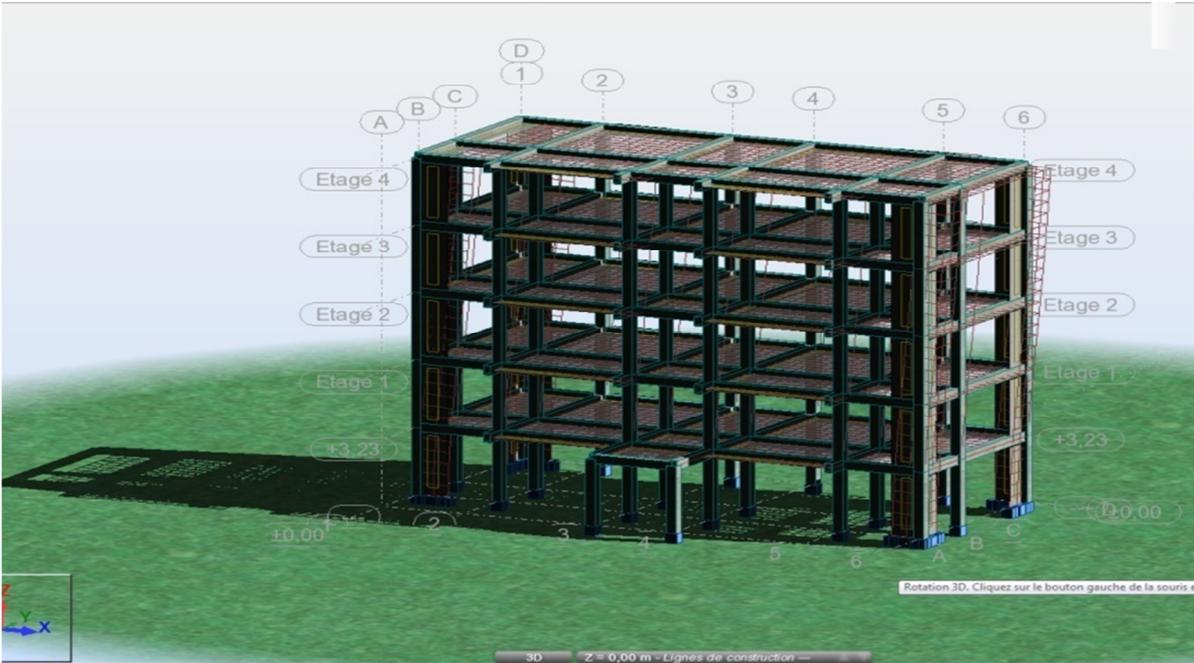


Figure IV.5 – 2^{ème} mode - Vue déformée

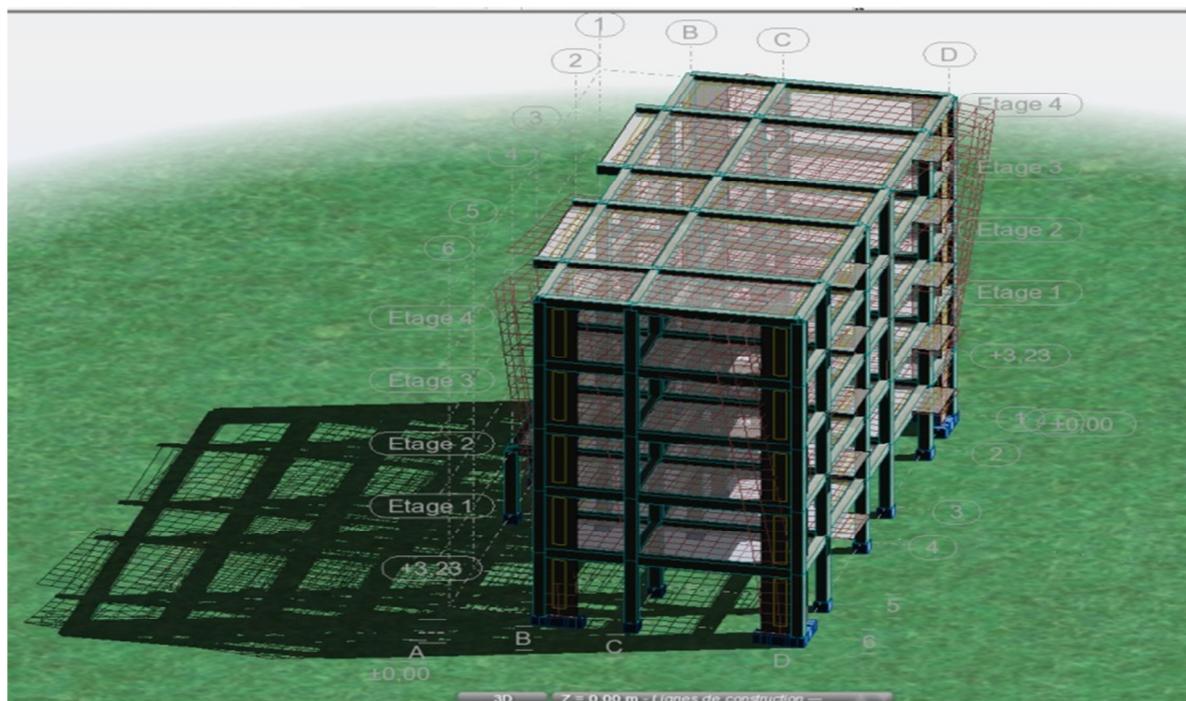


Figure IV.6 : 3^{ème} mode - Vue déformée

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003

IV.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces Sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure

à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{st} = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25 \times 981.3}{5} = 81.134t$$

$$\Rightarrow V_{st} = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25 \times 981.3}{5} = 81.134$$

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	811,34	649.09	703.21	Vérifiée
Sens yy	811,34	649.09	721.9	Vérifiée

D'après le chap.4.3.6. D'RPA99/Version 2003, on constate qu'on n'a pas besoin de corriger le résultat de l'analyse spectrale respectivement pour la direction X et la direction Y, parce qu'ils correspondent aux valeurs selon l'analyse statique démontrée dans la prochaine page.

IV.5.2 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec: $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements. (sens x-x)

Niv	Sens x- x					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	
1	0,1	0,5	0	0,50	323,0	0,155
2	0,2	1	0,5	0,50	323,0	0,155
3	0,4	2	1	1,00	323,0	0,310
4	0,6	3	2	1,00	323,0	0,310
5	0,7	3,5	3	0,50	323,0	0,155

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements (sens y-y)

Niv	Sens y-y					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	
1	0,1	0,500	0	0,50	323,0	0,155
2	0,3	1,500	0,500	1,00	323,0	0,310
3	0,4	2,000	1,500	0,50	323,0	0,155
4	0,6	3,000	2,000	1,00	323,0	0,310
5	0,8	4,000	3,000	1,00	323,0	0,310

D'après les tableaux IV.10, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieures au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B \times F_{C28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niv	N _d (KN)	Type de Poteau	B (m ²)	ν	Remarque
1	934.01	40*40	1600	0,234	Vérifiée

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k: hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/\theta_k(1-)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 12 : Vérification a L'effet P-Δ

Niv	h_k	$P_k(KN)$			
			Δ (cm)	$V_k(KN)$	θ_k
1	323,0	9813	0,5	249,4	vérifiée
2	323,0	7679	0,5	443,33	vérifiée
3	323,0	5789	1	588,7	vérifiée
4	323,0	3899	1	685,6	vérifiée
5	323,0	2009	0,5	735,8	vérifiée

On remarque que la condition $\Theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2°ordre peuvent être négligés.

IV.5.5. Justification de l'interaction voiles-portiques

➤ **Sous charges verticales**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.3.

Tableau IV.13 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niv	Charge reprise		Pourcentage reprise	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	9046,23	1835,39	83,13	16,86
2 ^{ème} Niv	8139,85	1303,34	86,19	13,80
3 ^{ème} Niv	7347,74	1435,98	83,65	16,34
4 ^{ème} Niv	6541,72	1393,65	82,43	17,56
5 ^{ème} Niv	5767,03	1283,58	81,79	18,20

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Sous-charges horizontales**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.14.

Tableau IV.14 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Port (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1	190,05	216,62	46,73	53,26
2	171,34	187,73	47,71	52,28
3	190,91	204,58	48,27	51,72
4	178,93	206,15	46,46	53,53
5	189,96	173,54	52,25	47,74

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

IV.5.6. Vérification de l'excentricité :

Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.

Etage	Lx(m)	Ly(m)	e _{x1} (m)	e _{y1} (m)
1	20,50	11,02	1,03	0,52
2	20,50	11,02	1,03	0,52
3	20,50	11,02	1,03	0,52
4	20,50	11,02	1,03	0,52
5	20,50	11,02	1,03	0,52

➤ **L'excentricité accidentelle :**

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 suivant chaque direction.

Donc :

$$\text{Sens X : } e_{ax} = 0.05 \times 21,10 = 1,05\text{m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{ay} = 0.05 \times 11.62 = 0,58 \text{ m}$$

Excentricité adopté :

$$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(1,03, 1,05) = 1.05$$

$$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(0,52, 0,58) = 0.58$$

e_x : excentricité suivent x

e_y : excentricité suivent y

- **Conclusion**

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



CHAPITRE V:

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS STRUCTURAUX

(POTEAUX, POUTRES, VOILES)

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|---------------|----------|-----------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E | |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q | RPA (Art. 5.2) |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant N_{\max} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{\max} \longrightarrow $N_{\text{correspondant}}$

Les recommandations du RPA 99/2003RPA (art 7.4.2.1)

V.1.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

6% en zones de recouvrement.

- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi_1$ (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h '.
- l' = 2h

$$h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

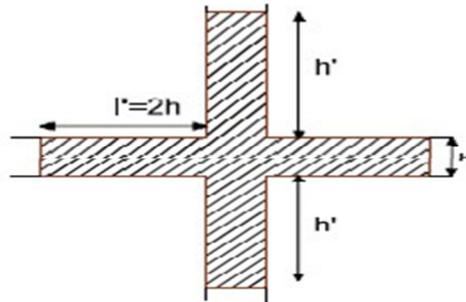


Figure V.1 : Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	40 *40	12.8	64	96

V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2 : Sollicitation dans les poteaux :

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V
	N	M	N	M	M	N	
RDC	1207,03	4,41	43,52	20,43	42,59	902,97	25,32
1et 2 ^{ème} étage	957,61	12,55	209,06	22,17	67,92	555,24	42,16
3et 4 ^{ème} étage	480,41	10,76	60,87	15,85	91,36	170,85	49,12

V.1.3 Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIA celui donné par le logiciel ROBOT

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

b = 40 cm; h = 40 cm; d = 38 cm.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ $\gamma_s = 1$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1207,03KN \longrightarrow M_{cor} = 4,41KN.m$
- $M_{max} = 42,59KN.m \longrightarrow N_{cor} = 902,97KN$
- $N_{min} = 43,52KN \longrightarrow M_{cor} = 20,43KN.m$

a) Calcul sous Nmax et Mcor :

$N = 1207,03KN$

$M = 4,41KN.m$

$\rightarrow \xi_G = \frac{M}{N} = \frac{4,41}{1207,03} = 0.0036m$

$\xi_G < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,2$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b)..... (I).

(a) = $Nu \times (d - d') - M_{UA}$

(b) = $(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4,41 + 1207,03 \times (0.38 - 0.40/2) = 221.6754 KN. m.$

$[1207,03 \times (0.38 - 0.02) - 221.6754] \times 10^{-3} = 0.21 MN.m \dots \dots (a)$

$(0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.02) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 = 0.26 \dots \dots (b) \longrightarrow (I) \text{ vérifiée}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{221.6754 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.270$$

$$\mu_{bu} = 0.270 > 0.186$$

On est en pivot B:

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.270}) = 0.402$$

$$Z = 0.38(1 - 0.4 \times 0.402) = 0.31 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{221.6754 \times 10^{-3}}{0.31 \times 348} = 2.05 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 20.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 20.5 - \frac{1207,03 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -14.18 \text{ cm}^2 .$$

b) Calcul sous Mmax et Ncor :

$$M = 42,59 \text{ KN.m}, N = 902,97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \xi_G = \frac{M}{N} = \frac{42,59}{902,97} = 0,047 \text{ m}$$

$$\xi_G < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0,2$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 42,59 + 902,97 \times (0.38 - 0.40/2) = 205.1246 \text{ KN.m.}$$

$$[902,97 \times (0.38 - 0.02) - 205.1246] \times 10^{-3} = 0.11 \text{ MN.m} \dots \dots (a)$$

$$(0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.02) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 = 0.26 \dots \dots (b) \Rightarrow (I) \text{ vérifiée}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{205.1246 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0,250$$

$$\mu_{bu} = 0.250 > 0.186$$

On est en pivot B:

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.250}) = 0,36$$

$$Z = 0.38(1 - 0,4 \times 0.250) = 0.342 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{205.1246 \times 10^{-3}}{0.342 \times 348} = 17.23 \times 10^{-4} m^2 = 17.23 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 17.23 - \frac{902,97 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = - 8.71 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 43,52 \text{ KN}; M = 20,43 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \xi_G = \frac{M}{N} = \frac{20,43}{43,52} = 0.46 \text{ m}$$

$$\xi_G > \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0,2 \text{ le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 20,43 + 43,52 \times (0.38 - 0.40/2) = 28.2636 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.2636 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < 0.186$$

On est en pivot A:

$$\mu_{bu} < \mu_l \longrightarrow \hat{A} = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z = 0.38(1 - 0,4 \times 0.043) = 0.016 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{28.2636 \times 10^{-3}}{0.016 \times 348} = 5.07 \times 10^{-3} m^2 = 0.5 cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 0.5 - \frac{43,52 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = - 0.75 cm^2.$$

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	Nmax	Mmax	Nmin	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
		A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)			
RDC	40×40	14,8_	8,71	0,75	14,18	12.8	6HA16+2HA14 = 15.86 cm ²
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	40×40	11,41	1,60	1,30	11,41	12.8	6HA16+2HA12 = 14.32 cm ²
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	6	5,14	0,31	6	12.8	6HA16+2HA12 = 14.32 cm ²

V.1.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ où ;}$$

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

F_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min (10 \times \phi_1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa.
- dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_1$ en zone I et IIa.

ϕ₁ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \text{ (}\lambda_g \text{élancement géométrique).}$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec : $\lambda_g = l_f/b$ ou l_f/a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$l_r = 40\phi$.

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Ferrailages transversale des poteaux

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage
Section	40*40	40*40	40*40
ϕ_1^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	226.1	226.1	226.1
λ_g	5.65	5.65	5.65
V_u (KN)	25.32	42.16	49.12
S_t (cm) zone nodale	10	10	10
S_t (cm) zone courante	15	15	15
ρ	2.5	2.5	2.5
A^t (cm ²)	0.59	0.99	1.15
A^t_{\min} (cm ²) zone nodale	1,2	1,2	1,2
A^t_{\min} (cm ²) Zone courante	1.8	1.8	1.8
A^t (cm ²) adoptée	5HA6 = 1.41 4HA8 = 2.01	5HA6 = 1.41 4HA8 = 2.01	5HA6 = 1.41 4HA8 = 2.01

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{16}{3}\text{cm} \Rightarrow 8 \geq 5.33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

V.1.5. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; L'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un Poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Exemple de calcul (RDC et 1^{er} étage) :

$$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2.261\text{ m} \quad (\text{Longueur d'flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.1155\text{ m} \quad (\text{Rayon d'giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{2.261}{0.1155} = 19.581 \quad \alpha = 0,8.$$

$$B_r = 1444\text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.8 \times \left\{ \frac{0.16 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 14.18 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right\} \times 10^3 = 2730.38\text{ KN}.$$

On a $N_{\max} = 1207.03\text{KN} < N_u = 2730.38\text{KN}$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le Tableau V.5.

Tableau V.5 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	I	Λ	α	A_s (cm ²)	Br (cm ²)	$N_{u \max}$ (KN)	N_U (KN)	Observation
RDC	0.1155	19.581	0.8	14.18	1444	1207,03	2764,94	vérifiée
1 et 2 ^{ème} Etage	0.1155	19.581	0.8	11.41	1444	957,61	2685,44	vérifiée
3et 4 ^{ème} Etage	0.1155	19.581	0.8	6	1444	480,41	2534,95	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

b) vérification des contraintes :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{adm} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \quad \sigma_{adm} = 14,16\text{MPa}$$

Tableau V.6 : vérification des contraintes

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N_u (KN)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	1207,03	7,544	vérifiée
E1, E2	40	40	1600	957,61	5,985	vérifiée
E3, E4	40	40	1600	480,41	4,480	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que : **RPA (art 7.4.3.2)**

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7

Tableau V.7 : vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$	observation
RDC	40*40	226.1	5.65	0.075	38	25,32	0,176	1.875	Vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	40*40	226.1	5.65	0.075	38	42,16	0,293	1.875	Vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	40*40	226.1	5.65	0.075	38	49,12	0,341	1.875	Vérifiée

D'après tableau V.7 ; on ne déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.6. Disposition constructive des poteaux :

- Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \emptyset$ en zone II.

$\emptyset = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

$\emptyset = 12$ mm donc $L_r > 48$ cm ; on adopte $L_r = 50$ cm.

$\emptyset = 14$ mm donc $L_r > 56$ cm ; on adopte $L_r = 60$ cm.

Schéma de ferrailage :

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux

RDC (6HA16+2HA14)	1 ^{er} au 4 ^{eme} étage (6HA16+2HA12)

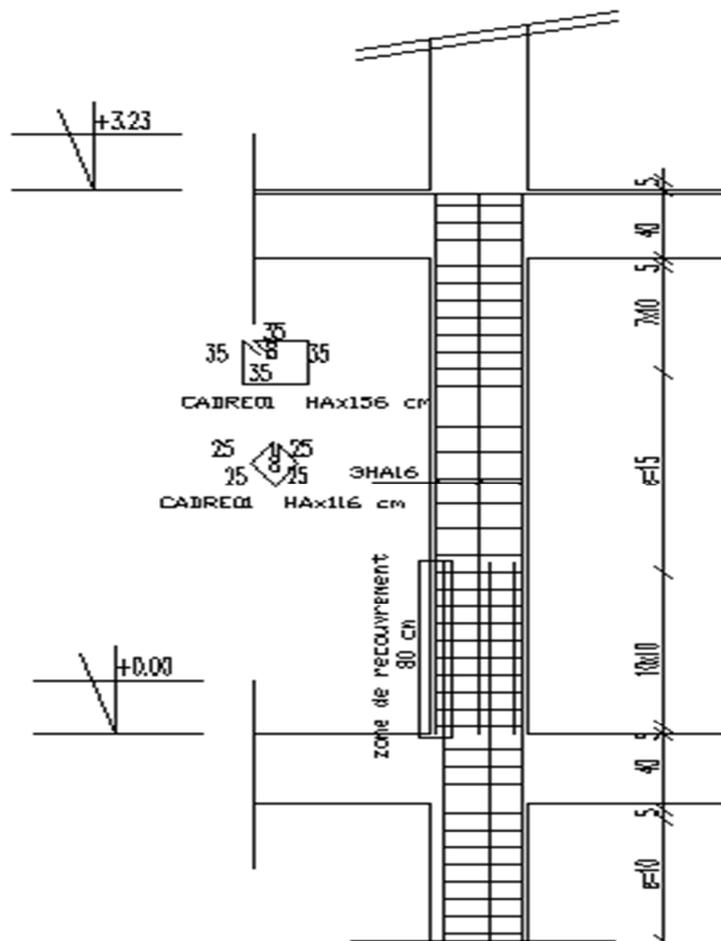


Figure V.2 .schéma de ferrailage de poteau

V.2. Etude des poutres:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sans un effort tranchant et un moment

fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA/2003** et celles données par le **BAEL99**

V.2.1 Les recommandations du RPA99**- Armatures longitudinales**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_L^{\min}=0.5\% \times b \times h$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).

- Armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit:
 $S_t = \min (h/4; 12 \times \Phi_1)$. dans la zone nodale.

$S_t \leq h / 2$: en dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf les deux dernier étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveaux	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
1,... 4 ^{em} etage	P.P	45×30	Appuis	101,06	7,50	6.75	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	59,52	4,36		3HA14+2HA12=6.88
	P.S	40×30	Appuis	79,55	6,90	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	28,36	2,31		3HA14+2HA12=6.88
TERASSE	P.P	45×30	Appuis	102,85	7,68	6.75	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	79,73	5,93		3HA14+2HA12=6.88
	P.S	40×30	Appuis	51,76	4,34	6	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	24,38	1,99		3HA14+2HA12=6.88

V.2.3 .Exemple de calcul:

➤ **Poutre principales Niveaux 1, 2,3: Poutre principales:**

a) **En travée :**

On a : M_t = 59.52KN. m

Section = (45 × 30); d = 0,41m; f_{c28} = 25Mpa

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{59,52 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,17} = 0,083 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } \epsilon_s = 10\%$$

Donc : A' = 0 ⇒ les armatures comprimées n'ont pas besoin d'être armées

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083})$$

$$\alpha = 0,108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,108) = 0,3922m = 39,22cm$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,05952}{0,3922 \times 348} = 4,36 \text{cm}^2$$

$$A_u = 4,36 \text{cm}^2$$

➤ **Vérifications nécessaires pour les poutres:**

- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow \max(4,36, 1,35, 6,75)$$

Alors: $A = 6,75 \text{cm}^2$ on adopte 3HA14+2HA12=6.88cm²

b) On appuis :

On a: $M_u = 101,06 \text{KN}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{bd^2 f_{\text{bu}}} = \frac{101,06 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,16} = 0,141 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } \epsilon_s = 10\%$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,141})$$

$$\alpha = 0,190$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,190) = 0,3878 \text{m} = 38,78 \text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{101,06 \times 10^{-3}}{0,387 \times 348} = 7,50 \text{cm}^2$$

$$A_u = 7,50 \text{cm}^2$$

➤ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

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

$$A = \max(7,50, 1,35, 6,75)$$

Alors: $A=7,50 \text{cm}^2$ on adopte 3HA14+3HA12=8.01cm²

- **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset=1.6 \text{cm} \rightarrow l_r > 64 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset=1.4 \text{cm} \rightarrow l_r > 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset=1.2 \text{cm} \rightarrow l_r > 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

- **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**

- **En zone courante**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow 6\text{HA14}+2\text{HA12}=11.50 \text{cm}^2 < 4\% (b \times h)=54 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow 6\text{HA14}+2\text{HA12}=11.50 \text{cm}^2 < 4\% (b \times h)=48 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **En zone recouvrement**

Poutres principales $\rightarrow 6HA14+3HA12=12.63\text{cm}^2 < 6\% (b \times h)=81\text{cm}^2$ vérifiée

Poutres secondaires $\rightarrow 6HA14+3HA12 =12.63\text{cm}^2 < 6\% (b \times h)=72\text{cm}^2$ vérifiée

- **Les armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (Article H. III. 3)}$$

● **Poutres principales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2 ; 1.28 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

● **Poutres secondaires**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des Armatures transversales

■ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ av} \square c :$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37,8\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45\text{cm}$$

Selon le **RPA99**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm; soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22.5\text{cm}; \text{ soit } S_t=15\text{cm}$$

V.2.4.Vérifications

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales**

$$A_l^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_l^{\min} \quad \text{c'est vérifié}$$

➤ **Vérifications des [BAEL91]**

➤ **Vérifications à L'ELU**

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

➤ **Vérification de l'effort tranchant** **BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissurations p} \Rightarrow \tau = \min(0,333 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau = 3,33\text{MPa}$$

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u(KN)	τ(MPa)	τ̄(MPa)	Observation
Principales	117,03	0,963	3,33	vérifiée
Secondaires	76,98	0,713	3,33	vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- Appuis d'intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_e + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Obs.
Principales	8,01	117,03	102,85	3,36	1,11	vérifiée
Secondaires	6,88	76,98	79,55	2,21	0,91	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

b) Vérification à L'ELS

➤ **État limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$= 15\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E. III. 1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Principales	Appuis	76.10	114859,95	14,55	9,64	15	vérifiée
	Travée	58,97	102627,45	13,70	7,87	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	29.84	114859,95	14,55	3,78	15	vérifiée
	Travée	20.84	102627,45	13,70	2,78	15	vérifiée

➤ **Vérification de flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{BAEL91(ArtB. 6.5)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

• **Poutres Principales :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{510} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \square$$

$$\frac{h_t}{L} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{58,97}{10 \times 90,07} = 0,065 \dots \dots \text{Condition vérifié} \square$$

Avec:

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{510} = 0,088 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,88}{30 \times 42} = 0,0057 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié} \square.$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \square$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{20,84}{10 \times 40,15} = 0,051 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \square$$

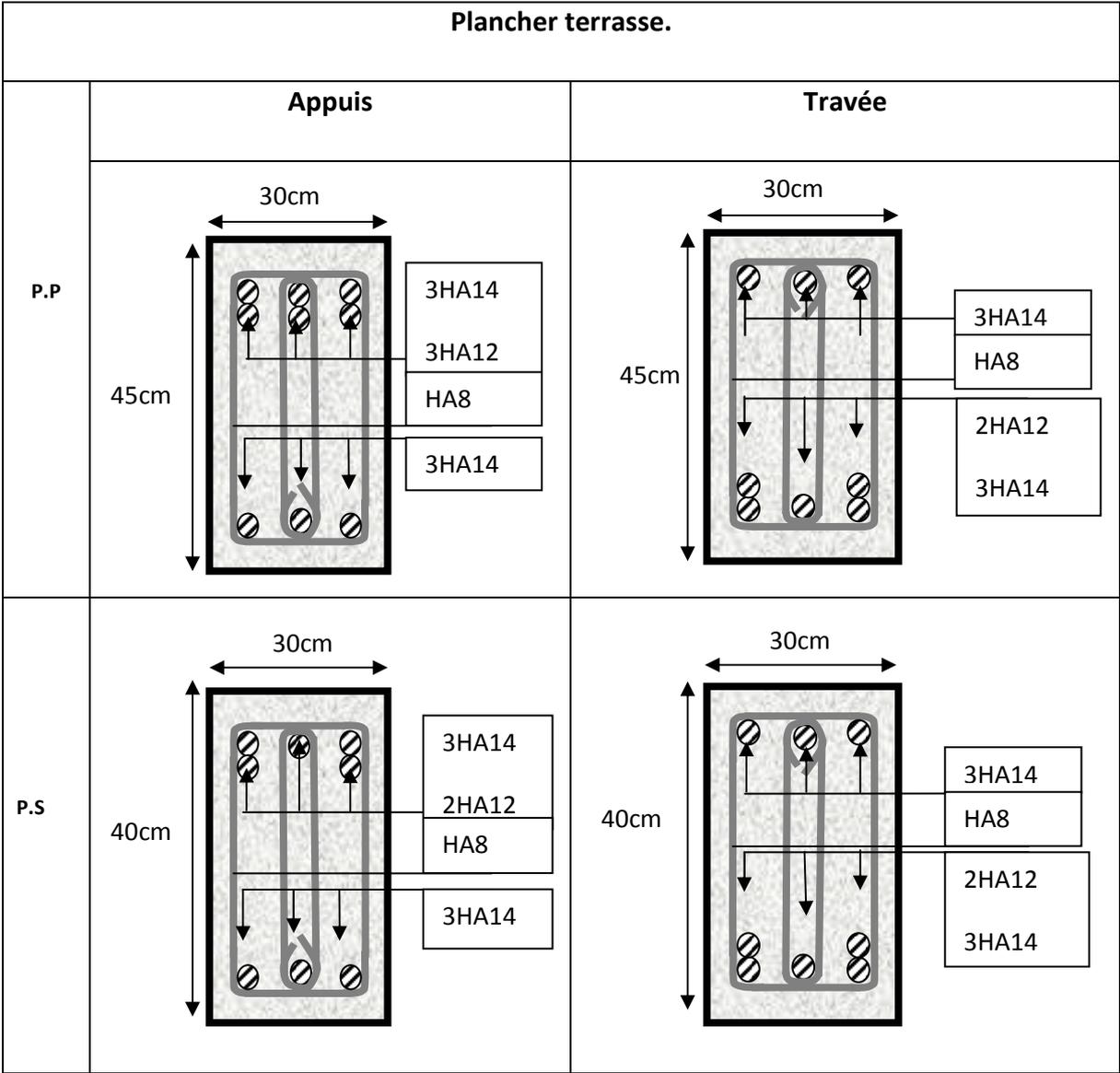
Avec:

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,88}{30 \times 37} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié} \square.$$

- Schéma de ferrailage :

Tableau V.13 : Section de ferrailage des poutres principales et secondaires

RDC, 1, 2, 3.		
	Appuis	Travée
P.P	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA12 3HA14 HA8 3HA14 	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA14 HA8 2HA12 3HA14
P.S	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA12 3HA14 HA8 3HA14 	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA14 HA8 2HA12 3HA14



V.3. Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Les recommandations du RPA99**✓ Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimale sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✓ Armatures horizontals

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10 Ø.

✓ Armatures transversals

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

✓ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad A_{v\text{c}}: 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

1) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0.15\%$ section globale du voile.
- $A_{\min} = 0.1\%$ zone courante
- L'espacement des barres (horizontales et verticales)

$$S < \min (1.5e ; 30\text{cm}).$$

- Diamètre des barres (horizontales et verticales)

$$\emptyset < e/10$$

a) Longueur de recouvrement

$$l_{\emptyset} = 40 \quad \text{en zone qui peut-être tendue.}$$

$$l_{\emptyset} = 20 \quad \text{en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.}$$

V.3.2.Calcul des sollicitations

Tableau V.14 : Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy	Vy3	Vy4
L(m)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M(KN.m)	236,71	232,78	235,35	243,44	251,21	251,19	240,49	249,5
N (KN)	362,41	362,31	344,55	344,75	327,67	327,69	384,5	384,43
V (KN)	73,04	61,99	65,73	73,44	65,98	65,98	69,12	69,13

V.3.3.Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h=1.20m) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

✓ **Armatures verticales**

Cas de $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$$M_{max}=236.71\text{KN.m} ; N_{max}=362,42\text{KN.m} ; V_{max}=73,04\text{KN.m}$$

$$\text{Avec:} \begin{cases} h = 1,20\text{m} ; L = 2.78 \\ b = 0,20 ; d' = 0.03\text{m} ; d = 1,17\text{m} \end{cases}$$

a. Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f=0,8L=0,8(3,23-0.45)=2,224\text{m}$$

b. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f\sqrt{12}}{h} = \frac{2,224\sqrt{12}}{1,20} = 6,42$$

c. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,65\text{m} > \frac{h}{2} = 0,6\text{m}$$

d. Vérification de la condition de flambement

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{b_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{0,65}{1,20}; 100 \right) \right\} = 50.$$

$\lambda = 6,42 < 50$ condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Donc

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} v = \dot{v} = \frac{h}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,6\text{m}; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,2^3}{12} = 0,0288\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 1,2 = 0,24\text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{362,42}{0,24} + \frac{236,71}{0,0288} \times 0,6 = 6,44\text{MPa} \dots \dots \dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{362,42}{0,24} - \frac{236,71}{0,0288} \times 0,6 = -3,42\text{MPa} \dots \dots \dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimé

- Diagramme des contraintes:

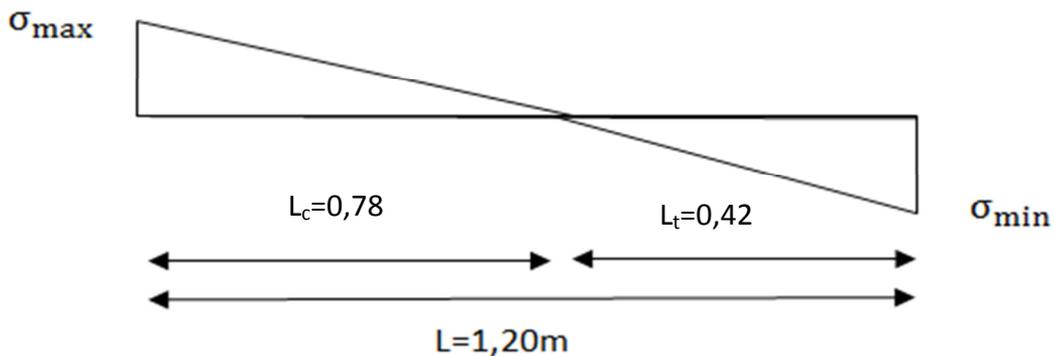


Figure V.3. Diagramme des contraintes:

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression:

$$\text{Ou: } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{6,44}{6,44 + 3,42} \times 1,2 = 0,78\text{m}. \\ L_t = L - L_c = 0,42\text{m}. \end{cases}$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{3,42 \times 0,20}{2} \times 0,42 = 0,1436 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,1436}{400/1} = 3,59\text{cm}^2$$

❖ Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,20\%B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 42 = 1,68\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,59\text{cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 1,68\text{cm}^2$$

Donc:

$$\dot{A}_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{3,59 \times 1,2}{0,42} = 10,25$$

- **Acier de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{0,07304}{400} \times 10^4 = 2,008 \text{cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A'_s + A_{vj} = 10,25 + 2,008 = 12,25 \text{cm}^2$$

- **Ferraillage minimal:**

- ❖ **Selon le BAEL91 :**

$$A_s = \dot{A}_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 2,4 \text{cm}^2$$

Donc : $A_v = 12,25 > A_s^{\text{BAEL}} = 2,4 \text{cm}^2$

- ❖ **Selon le RPA99V2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 120 = 3,6 \text{cm}^2$$

- En zone courante 0,10%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,10\%B = 0,10\%bL = 0,0010 \times 20 \times 120 = 2,4 \text{cm}^2$$

$$A_{sv} = \max\{A_s^{\text{calculé}}, A_{\min}^{\text{RPA}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}\} = 12,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Pour les deux faces.}$$

On adopte pour acier vertical : (12HA12) \Rightarrow 2(7HA12) $\Rightarrow A_s = 15,83 \text{cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min\{1,5a; 30\text{cm}\} = \min\{1,5 \times 20; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte :

- **Zone d'about :** s=10cm
- **Zone courante :** s=20cm
- ✓ **Ferraillage horizontal**

- a) **Ferraillage minimal :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{cm}^2$$

On adopte : (6HA10) $\Rightarrow A_H = 4,71 \text{ cm}^2$ parml

Avec un espacement : $s=15\text{cm}$.

b) Ferrailage transversal :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm** pour garder un écartement

Constant entre les nappes d'aciers et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

- **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U)**

✓ Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 73,04}{0,9 \times 1,2 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,47\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Selon BAEL91:

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} = 3,26\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0d} = \frac{73,04}{0,2 \times 1,17} \times 10^{-3} = 0,31\text{Mpa} < 3,26\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.4. Résultats de calcul :

Tableau V.15 : sections des armatures verticales

Les voiles	Cas de sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_v (cm ²)	A_{BAE_L} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	V_{max} (KN)	A_y (cm ²)
VX1 RDC, 1er 4eme	M_{max} , N_{corr}	362,42	236,71	3,59	10,25	12,25	2,40	1,68	73,04	12,25
VY1 RDC, 1er 4eme	M_{max} , N_{corr}	384,5	240,5	3,49	10,18	12,00	2,40	1,64	65,89	12,00

- **Description des armatures verticales :**

Tableau V.16 : description des armatures verticales.

Les voiles	A_v^{tot} (cm ²)	A_v^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S_v^{about} (cm)	$S_v^{courant}$ (cm)
VX1 RDC, 1er 4eme	12,25	15,83	2(7HA12)	10	20
VY1 RDC, 1er 4eme	12,00	15,83	2(7HA12)	10	20

- **Description des armatures horizontales :**

Tableau V.17 : description des armatures horizontales.

Les voiles	A_{htot} (cm ²)	A_h^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S_t
VX1 RDC, 1er 4eme	8,16	9,42	2(6HA10)	15
VY1 RDC, 1er 4eme	8,03	9,42	2(6HA10)	15

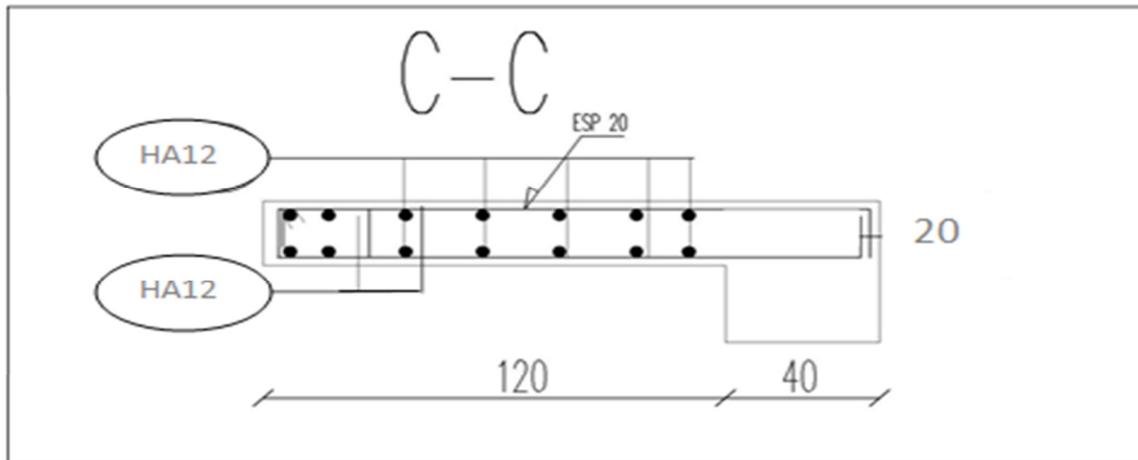


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de voiles

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

The background of the page is a decorative graphic consisting of several overlapping, wavy, ribbon-like shapes in shades of orange and yellow. These shapes flow across the page, creating a sense of movement and depth. The colors transition from a lighter, almost white yellow at the top to a deeper orange at the bottom.

CHAPITRE VI:

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

D'après le **DTR**:

1). $1.35G + 1.5Q$

2). $G + Q$

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars.

VI.3. Étapes de calcul de la semelle isolée :

VI.3.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le ROBOT
- S : surface d'appui de la semelle.
 - $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

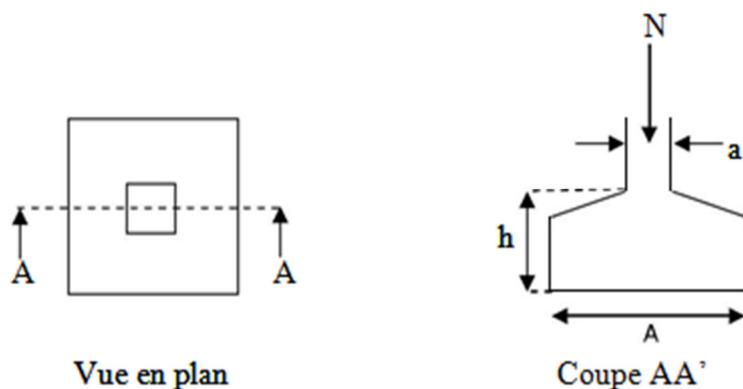


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

$$N_s = 884,96 \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{884,96}{200}} \text{ A. N} : B \geq 2,10 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=2,20m**

A=2,20m

$$\frac{\Sigma S_{semelle}}{\Sigma S_{batiment}} = \frac{96,80}{199,36} = 0,48 < 0,5 \Rightarrow \text{semelle isolé}$$

VI.3.2. Pré dimensionnement :

Les valeurs de M et N montrées dans le **tableau VI.1** suivant et donnée par le logiciel (ROBOT).

Tableau VI.1 : les valeurs des Moment et les efforts normal à E.L.U et E.L.S

	N(KN)	M (KN.m)
E.L.U	1207,03	13,77
E.L.S	884,96	10,00

✚ Exemples de calcul:

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à l'ELU

Soit une semelle isolée sous poteau S1

- Pour la semelle carrée étant donné $a=b$ donc $S=A^2$
- Pour la semelle rectangulaire on $A/B = a/b$ donc d'où $A = \frac{a}{b} \times B$

- ELS:

$$N_s = 884.96 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}}(x) = 10$$

$$M_{\text{ser}}(y) = 3.25$$

- ELU :

$$N_u = 1207.03$$

$$M_u(x) = 13.77$$

$$M_u(y) = 4.41$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.3 Vérification de la contrainte de sol :

$$e_x = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{10}{884.96} = < \frac{A}{6} = \frac{2,2}{6} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{10}{884.96} = 0.011 \text{ m} < \frac{2,2}{6} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{3.25}{884.96} = 0.0036 < \frac{A}{6} = \frac{2,2}{6} = 0,36 \text{ m}$$

VI.3.4 Condition de rigidité:

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{2,2 - 0,4}{4} = 0,45 \\ \frac{B - b}{4} = \frac{2,2 - 0,4}{4} = 0,45 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow d = 50 \text{ cm}$$

Hauteur :

$$d + 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm.}$$

VI.3.5 Condition de poinçonnement:

a) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 2 bars on doit vérifier que :

$$h - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{bc}}}} = 1,44 \sqrt{\frac{884.96}{15}} = 11,06 \rightarrow d' = 12 \text{ cm}$$

55 cm > d' = 12 cm condition vérifiée

D'où:

σ_{bc} : Résistance à la compression du béton

b) Calcul des contraintes:

$e \leq B/6$ Dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{\max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \frac{N_u}{AB}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_u}{AB}$$

N : Effort normal

M : Moment fléchissant

A, B : Dimension de la semelle

σ_{\max} : La contrainte max calculée

σ_{\min} : La contrainte min calculée

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{M}{N}$

$$\sigma_{\max} = 256,86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 241,90 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 253,12 \text{ KN/m}^2$$

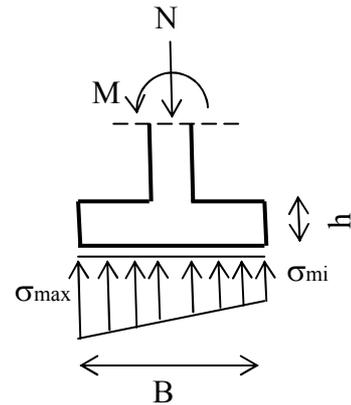


Figure VI.2. diagramme trapézoïdale

VI.3.6 Ferrailage :

$e \leq B/24$ le ferrailage de la semelle se fera par la méthode des bielles

$$N_1 = N \left(1 + \frac{3e}{B}\right)$$

$$A_s = \frac{N_1(B - b)}{8.d.\sigma_s}$$

$$e_0 = \frac{13,77}{1207,03} = 0,011 \text{m.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = 14,40 \text{cm}^2$$

On adopte 10HA14=15,39 cm²

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$h' \geq 6\phi + 6\text{cm} = 14,4\text{cm} \Rightarrow h' = 15\text{cm}$$

- **Calcul l'espacement :**

$$S_{tx} \leq \frac{220 - 10}{13} = 16,15\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_{tx} = 15\text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \frac{220 - 10}{14} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_{ty} = 15\text{cm}$$

l'espacement sous le poteau $e = 10\text{cm}$ au $e = 15\text{cm}$.

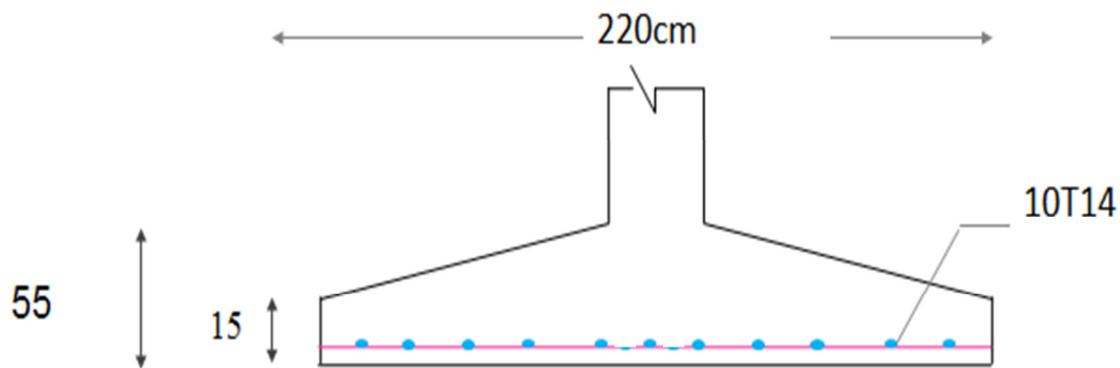


Figure VI. 3 : ferrailage de la semelle isolée

VI.4. Semelle filantes sous (voile + poteau)

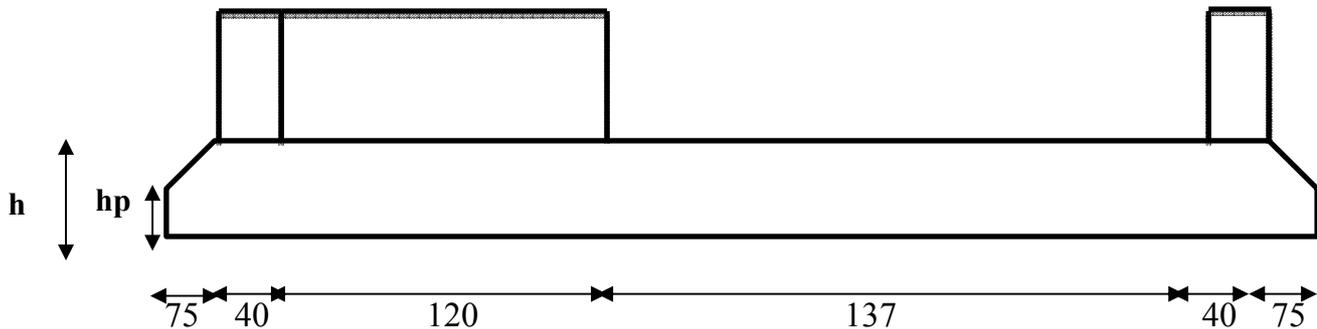


Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante.

VI.4.1. Exemple de calcul le ferrailage :

-Dimensionnement :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 2 poteaux et 1 voile.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau.

N_i : l'effort normal provenant du voile.

$$N_p = 358 \text{ KN}$$

$$N_v = 700 \text{ KN,}$$

$$\sum N_i = 1058 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75\text{m} ; L = 4,87\text{m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \quad B \geq \frac{1058}{200 \times 4,87}$$

$$B \geq 1,086 \text{ m}$$

On prend $B = 1,50\text{m}$

- Calcul de la hauteur totale de la semelle (h)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A - a}{4} + d' \right\}$$

Avec:

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5$ cm.
- h_t : hauteur utile .
- $h_t \geq \max\left\{\frac{1,5-0,4}{4} + 0,05\right\}$ $h_t \geq 0,325$ on adopte $h = 50$ cm

On adopte pour $h = 50$ cm

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16,66$$

On opte pour $h_p = 20$.

A) Hypothèses de calcul :

Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles.

La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et les pressions linéairement réparties produites par les voiles.

Transversalement, la semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau. Pour une largeur A on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.

Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieurs pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieurs pour reprendre les moments négatifs en appuis.

B) Ferrailage :

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$N_u = 700 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{700(1,5 - 0,4)}{8 \times 0,45 \times 348} = 6,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,14 \text{ cm}^2$$

C) L'espacement :

$$\text{Esp} = 100 \text{ cm} \times \frac{8HA14}{12,32} \Rightarrow \text{Esp} 15 \text{ cm}$$

D) Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8HA12 \quad A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2,262 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6HA10 \quad A_r = 4,71 \text{ cm}^2$$

E) Calcul de la hauteur libre h :

$$h' \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \Rightarrow h' = 15 \text{ cm}$$

F) Calcul l'espacement de cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\Phi) = \min(20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

Donc on prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.4.2. Etude de la poutre libage:

Le ferrailage longitudinal, consiste à étudier le ferrailage de la poutre de libage soumise aux charges dues au voile et au poteau, ainsi qu'aux réactions du sol.

➤ Calcule le moment fléchissant :

$$q = \frac{R}{l} = \frac{1058}{4,87} = 217,25 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment sur appuis :

$$M = q \frac{L_1^2}{2} = 217,25 \times \frac{0,75^2}{2} = 61,10 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sur travée :

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1)$$

$$X = \frac{N}{q} = \frac{352}{217,25} = 1,62 \text{ m.}$$

$$M = q \frac{x^2}{2} = 217,25 \times \frac{1,62^2}{2} - 352(1,6 - 0,75) = -190,1 \text{ KN.m}$$

➤ Acier inférieur:

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera comme suit :

$$M_u = 190,1 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30); d = 0,41 \text{ m}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{190,1 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,17} = 0,286 > 0,186$$

⇒ pivot B

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,286}) = 0,432$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,41(1 - 0,4 \times 0,432) = 0,3408 \quad m = 34,08 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\lambda_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = \frac{0,1901}{348 \times 0,3408} = 16,02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 8HA16 ⇒ 16,08 cm²

➤ **Acier supérieur :**

$$M_u = 61,1 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30); d = 0,41 \text{ m}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61,1 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,17} = 0,0479 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,3519 \quad m = 35,19 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\lambda_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = \frac{0,611}{348 \times 0,3519} = 4,99 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA14 avec 6,16 cm²

➤ **Ferraillage transversal :**

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1,4; 1,28; 3)$$

Donc on prend $\Phi_l = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 6 \text{ HA8} = 3,02 \text{ cm}^2$ (un cadre et deux étrier)

■ Selon le **RPA99**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \varnothing_1; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22.5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales**

$$A_l^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l > A_l^{\min} \quad \text{c'est vérifié}$$

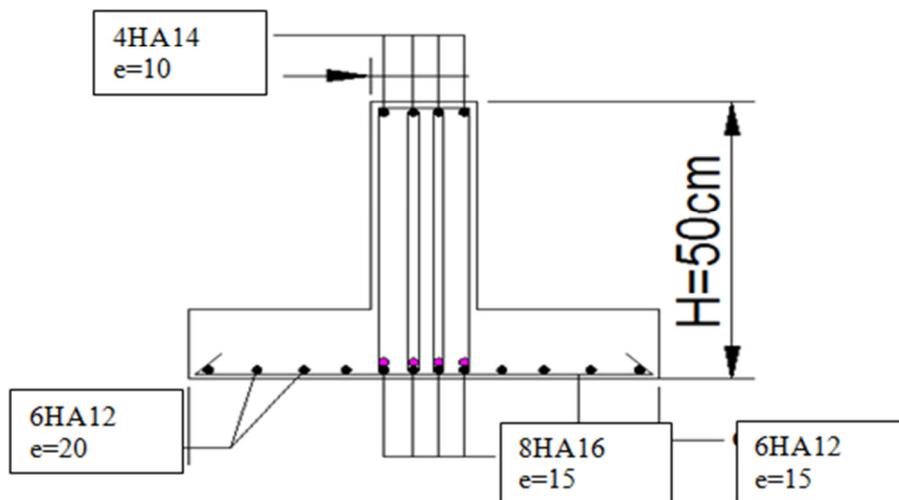


Figure VI.5. Schéma de ferrailage

VI.5. La longrine:

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

VI.5.1 Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (30x25) cm²

VI.5.2 Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A = 6,79 \text{ cm}^2$)

➤ **Armatures transversales :**

On prend : 4 ϕ 6 ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi) = 18 \text{ cm}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

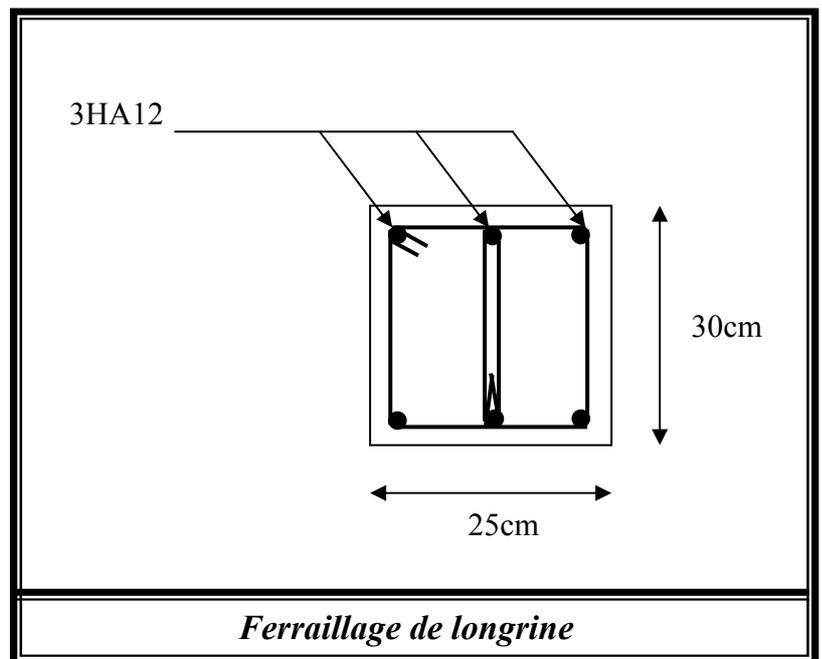


Figure VI.6. Ferrailage de longrine

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de notre formation.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

LIVRES

-  Calcul des ouvrages en béton armé.....M.BELAZOUGUE
-  Conception et calcul des structures de bâtiment..... H. THONIER

COURS

-  Béton armé.....Mr LOGZIT
-  Dynamique des structures.....Mr MAZOUZ
-  Bâtiments.....Mr ZIANI

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2011
-  WORD 2010
-  AUTO CAD 2009

The background features a decorative design of overlapping, wavy, translucent orange and yellow bands that create a sense of movement and depth. The colors transition from a lighter, almost white yellow at the top to a deeper orange at the bottom. The word "Annexes" is centered within this design.

Annexes