

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : génie civil

Spécialité : structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

(R+7) à contreventement mixte (portique -voile)

Nom et Prénom de l'étudiant

Ben Bouzid Abdennour Khaled

:Encadreur :

Dr. abdesselam issam

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

*Je remercie, en premier lieu, notre dieu qui ai bien voulu-Je
donner la force pour effectuer le présent travail. Très chers parents
Pour leurs soutiens et leurs patiences. Nous exprimons nos profonds
remerciements à mon encadreur **'ABDESALLEM ISSAM'** pour
son orientation et ses Précieux conseils et surtout pour sa patience.
Je remercie chaleureusement tous les professeurs de génie civil qui
ont contribué à mon formation, surtout M_{ed} **'CHADLI'** et M_{ed}
'BOUASIDA'.*

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à : **MA TRÈS CHÈRE MÈRE ET
MON TRÈS CHER PÈRE** et **MA FLANCÉ** Mme **'KHAMMAR
KHOLOUD** ' qui m'ont Toujours soutenus durant toutes les
périodes de vie, que Dieu le tout puissant les protèges et les
gardes.*

*Mes frères : **HICHAM, AZEDDINE, ILYÈS***

*Mes sœurs : **IBTIHAL, MARIA***

*Mes amis à la city universitaire : **OUSSAMA, SAAD,
BILAL, NAOUI, KHALED, BATATA, ABDO, SALAH,***

ACHRAF

*Tout la famille **BEN BOUZID & CHOUGUI***

Tout la promotion 2020

Khalilo...

SOMMAIRE

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction général.....01

Chapitre I : PRÉSENTATION DE PROJET :

<i>I-1. Généralités</i>	03
<i>I-2. Présentation de l'ouvrage</i>	03
<i>I-2.1. Caractéristiques architecturales de la structure</i>	03
<i>I-2.2. Données du site</i>	03
<i>I-3. Conception structurelle</i>	04
<i>I-4. Règles et normes de calcul</i>	05
<i>I-5. Caractéristiques des matériaux</i>	05
<i>I-5. A. béton</i>	06
<i>I-5. B- L'acier</i>	11
<i>I-6. Actions et Sollicitations</i>	14
<i>I-6.1. Les Actions</i>	14
<i>I-6.2. Les sollicitations</i>	14

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT :

<i>Introduction</i>	16
<i>II-1. pré dimensionnement des éléments</i>	16
<i>1. Les Eléments principaux</i>	16
<i>1.1. Les poteaux</i>	16
<i>1.2. Les poutres</i>	17
<i>1.2.1. Les poutres longitudinales (principals)</i>	17
<i>1.2.2. Les poutres transversals (secondaire)</i>	17
<i>1.3. Les voiles</i>	18
<i>1.4. Planchers à Corps Creux</i>	19
<i>2. Les Eléments secondaires</i>	20
<i>2.1. Le balcon</i>	20

2.2. Les escaliers	20
2.3. Mure extérieur en maçonneries	21
2.4. L'acrotère.....	22
II-2. Evaluation des charges et surcharges.....	22
2.1. La terrasse inaccessible	22
2.2. Plancher étage courant +RDC	23
2.3. Dalles pleines (balcon) E.C.....	23
2.4. Dalles pleines (balcon) terrasse inaccessible	24
II-3. La descente des charges.....	24
Introduction	24
3.1. Etapes de calcul	24
3.2. Rôle de descente de charge	24
3.3. Loi De Dégression	24
3.4. Exemple de calcul.....	25
Conclusion	27

Chapitre III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE:

Introduction.....	29
III .1.Les planchers à corps creux.....	29
Introduction.....	29
III.1.1.Méthode de calcul.....	30
III.1.2.détermination des sollicitations.....	31
III.1.3.Calcul du ferrailage.....	34
III.2.L'acrotère.....	38
Introduction.....	38
III.2.1.Mode de travail.....	38
III.2.2.Evaluation des charges.....	38
III.2.3.Calcul de ferrailage.....	40
III.3.Les escaliers.....	44
Introduction.....	44
III.3.1.Méthode de calcul.....	44
III.3.2 .Etude d'escalier.....	44
III.3.3. Calcul de ferrailage.....	45
III.3.4. la poutre palière.....	51

<i>Introduction</i>	51
<i>III.3.4.1. Pré dimensionnement</i>	51
<i>III.3.4.2. Méthode de calcul</i>	51
<i>III.3.4.3. Evaluation des charges</i>	51
<i>III.3.4.4. Calcul de la poutre en flexion</i>	51
<i>III.3.4.5. Calcul de ferrailage</i>	51
<i>III.3.4.6. Calcul de la poutre à la torsion</i>	54
<i>III.4. Balcon</i>	56
<i>III.4.1. Introduction</i>	56
<i>III.4.2. Caractéristique de balcon</i>	56
<i>III.4.3. évaluation des charges</i>	56
<i>III.4.4. calcul des sollicitations</i>	57
<i>III.4.5. calcul de ferrailage</i>	57

Chapitre IV : ETUDE DINAMIQUE:

<i>Introduction</i>	64
<i>IV.1. présentation déférentes méthode des forces sismique</i>	64
1. <i>La méthode statique équivalente</i>	64
2. <i>La méthode d'analyse modale spectrale</i>	65
3. <i>La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme</i>	65
<i>IV.2. calcul des actions sismiques</i>	65
<i>IV.3. distribution des forces sismiques</i>	70
<i>IV.4. calcul des actions sismique</i>	72
<i>IV.5. vérification des déplacements</i>	76
<i>IV.6. vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ</i>	77
<i>IV.7. Vérification au renversement</i>	78
<i>IV.8. caractéristique et massiques de la structure</i>	80
<i>IV.9. conclusion</i>	81

Chapter V : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURAUX.

<i>Introduction</i>	83
<i>V.1. Combinaisons d'action</i>	83
<i>V.2. Ferrailage des poutres</i>	84
<i>V.3. Ferrailage des poteaux</i>	89

<i>V.4. Ferraille des voiles</i>	95
--	----

Chapitre VI :ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE:

<i>VI. Introduction</i>	104
<i>VI.1. Etude des fondations</i>	104
<i>VI.2. Calcul le radier</i>	105
<i>VI.3. vérification de radier</i>	109
<i>VI.4. ferrailage de radier</i>	111

Conclusion général

Bibliographie

Résume

Liste de figures

Chapitre I : PRÉSENTATION DE PROJET :

Fig.I.1: diagramme parabole rectangle.....

Fig. I.2 : diagramme contrainte déformation d'acier.....

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT :

Fig. II.1 : Schéma de poteau.....

Fig. II.2 : Coupe de voile en élévation

Fig. II.3 : schéma des poutrelles.....

Fig. II.4 : schéma de dimension de poutrelle.....

Fig. II.5 : schéma statique de balcon.....

Fig.II.6:Schéma de l'escalier.....

Fig.II.7:Schéma de March et conter March.....

Fig. II.8 : Remplissage en double cloisons

Fig. II.9 : le chemin de l'acrotère.....

Fig. II.10: Schéma Plancher terrasse inaccessible.....

Fig. II.11: Schéma plancher E.C + R.D.C.....

Fig. II.12 : surface afférent.....

Chapitre III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE:

Fig. III.1. Les types des planchers.....

Fig. III.2.diagramme de moment (type1).....

Fig.III.3. diagramme de moment (type2).....

Fig. III.4.diagramme de moment (type3).....

Fig. III.5: les dimensions de poutrelle.....

Fig. III.6 : Ferrailage des planchers.....

Fig. III.7 : schéma statique de l'acrotère.....

Fig. III.8 : schéma statique de l'acrotère.....

Fig. III.9 : les sollicitations de l'acrotère.....

Fig. III.10 : Ferrailage de l'acrotère

Fig. III.11 : Schéma de l'escalier.....

Fig. III.12 : Schéma statique de l'escalier.....

Fig. III.13 : Ferrailage de l'escalier.....

Fig. III.14 : Schéma de torsion de poutre palier.....

Fig. III.15 : Ferrailage de poutre palier.....

Fig. III.16 : schéma statique de balcon.....

Fig. III.17 : Ferrailage de balcon.....

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE :

Fig. IV.1 : Simulation de la force sismique.....

Fig. IV.2 : Spectre de Réponse.....

Fig. IV.3 : la position des voiles.....

Fig. IV.4 :Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....

Fig. IV.5 :Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....

Fig. IV.6 :Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....

Liste de Tableau

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT :

Tableau II.1: charge permanente et charge d'exploitation (palier).

Tableau II.2: charge permanente et charge d'exploitation (volée).

Tableau II.3: charge permanente et charge d'exploitation (MUR).

Tableau II.4 : charge permanent revenant au plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.5 : charge permanent revenant au plancher E.C + R.D.C.

Tableau II.6 : évaluation des charges de balcon (E.C)

Tableau II.7 : évaluation des charges de balcon (E.C)

Chapitre III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE:

Tableau III.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

Tableau III.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

Tableau III.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS

Tableau III.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

Tableau III.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS

Tableau III.6 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.U

Tableau III.7 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.S

Tableau III.8 : Récapitulatif De Ferrailage De planche

Tableau III.9 : Récapitulatif De Ferrailage De l'acrotère

Tableau III.10 : des Combinaisons d'action

Tableau III.11 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.U et L'E.L.S

Tableau III.12 : Récapitulatif De Ferrailage De L'escalier à L'E.L.U

Tableau III.13 : de verification à L'E.L.S

Tableau III.14 : Récapitulatif De Ferrailage

Tableau III.15: des armatures de répartition

Tableau II.16: charge permanente de balcon de E.C

Tableau II.17: le poids propre de mur de E.C

Tableau II.18: charge permanente de balcon de terrasse

Tableau II.19: le poids propre de mur de terrasse

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE :

Tableau IV 1 : valeurs des pénalités .

Tableau IV.2 : Périodes et factures de participation massique modale .

Tableau IV.3 : Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

Tableau IV.4 : Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

Tableau IV.5 : coefficient d'accélération de zone A.

Tableau .IV.6 : Valeurs de ξ (%)

Tableau .IV.7 : le poids total de la structure

Tableau .IV.8 : résultat des forces sismiques statiques

Tableau .IV.9 : Distribution de la résulté de forces sismiques V_X selon la hauteur

Tableau .IV.10 : Distribution de la résulté de forces sismiques V_Y selon la hauteur

Tableau IV.11 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

Tableau IV.12. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (YY).

Tableau IV.13 : Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

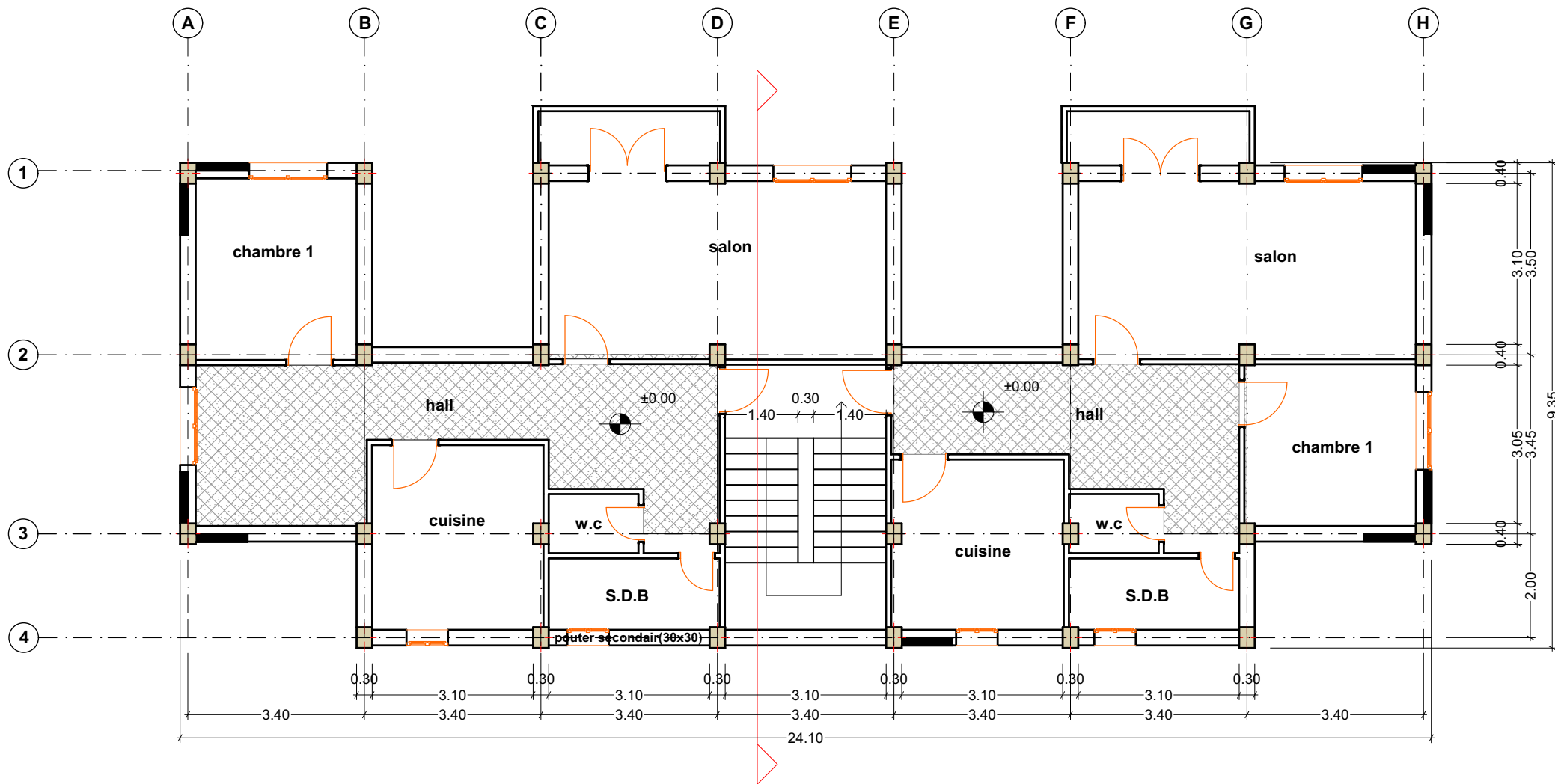
Tableau IV.14 : Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens transversal >.

Tableau IV.15 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

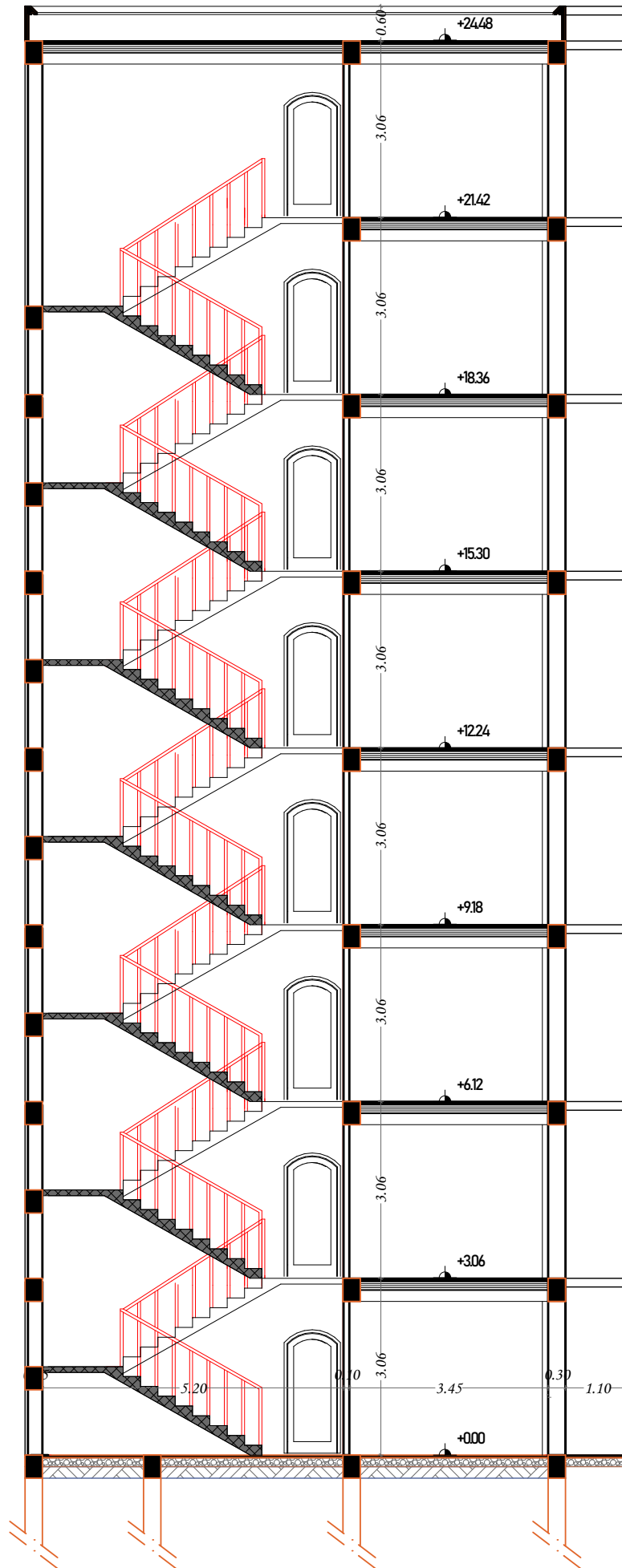
Tableau IV.16 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Tableau IV.17 : Caractéristiques Massique de la Structure

Tableau IV.19 : L'excentricité Accidentelle des Etages.



**plan de RDC et les étages
ech 1/100**



Coupe A-A

Introduction générale:

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Chapitre I :

Présentation du

Projet

1. Généralités :

Le but d'un calcul d'une structure est d'assurer que son comportement demeurera compatible pendant toute la durée de sa vie.

En fait, il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience accumulée de l'intuition acquise et essentiellement de l'invention de l'ingénieur.

Par ailleurs, elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y va qu'une structure n'est durable que si les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répondent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs

2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est l'un d'un bâtiment d'usage d'habitation Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 7 niveaux de logement, Et chaque niveau compose d'un deux logements, Il est implanté dans la wilaya de 'SETIF'.

La structure de l'ouvrage est mixte en portiques et voiles avec interaction qui assure un contreventement mixte.

2.1. Caractéristiques architecturales de la structure :

- Largeur en plan: 9.35 m.
- Longueur en plan :24.1 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère): 24.48m.
- Hauteur du RDC et d'étage courant: 3.06m.
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier.
- Les cloisons et les murs sont en briques creuses.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

2.2. Données du site:

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2):

- parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m .
- Le site est considéré comme ferme (S2).

3. Conception structurelle :

3.a. Choix du contreventement:

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage .

3.b. Plancher :

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légère que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

3.c. Poutres :

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

3.d. Poteaux :

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

3.e. Escalier :

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux 'RDC' au 7^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et deux palier intermédiaire .

3.f. Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

3.g. Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

3.h. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle plein .

3.i. Infrastructure :

La profondeur d'ancrage du bâtiment préconisée par le laboratoire est de 4.50m ,
Les calculs a imposés des fondations de type radier général.

4. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2003)
- Les règles BAEL 91
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)

5. Caractéristiques des matériaux:

Notre projet est un bâtiment a usages d'habitation, qu'il construire en béton armé c'est-à-dire le béton armée est le matériau principale utilise pour à la réalisation de la structure. Il est composé a deux matériaux de type défèrent sont (LE BETON + L'ACIER), qu'il nous obtenons en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

LE BETON ARME=BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

5.A.béton :

5.A.1. Définition:

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre, au-dessous de 300 Kg/m³

Les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

5.A.2. Composition du béton:

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 Mpa**, on utilisera pour **1 m³** de béton :

- **Ciment Portland : 350 kg**

-On choisit un ciment type CPJ 42,5

- **Sable : 400 litre/m³** (dimension : $\Phi \leq 5$ mm).

Poids : $G_s = \gamma_s \cdot V_s = 1,6 \cdot 400 = 640$ kg / m³

□ γ_s : La masse volumique de sable.

- **Gravier : 800 litre/ m³** (dimension : $\Phi \leq 25$ mm).

-poids : $G_G = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 \cdot 800 = 1200$ Kg/ m³

□ γ_G : la masse volumique de gravier

- **Eau : 175 litre /m³**

- Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 Kg/m³. et 2500 Kg/m³.

5.A.3. Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour un dosage de 350 Kg/m³, f_{c28} est prise égale 25 Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{c_j} = 0.685 f_{c28} \text{ Log}(j+1)$$

5.A.4.Résistance du béton à la traction:

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40Mpa est défini par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

5.A.5.déformation longitudinale du béton:

a- Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b- Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

c- Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées u et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

d- Module de deformationtransversal:

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

e- Coefficient de Poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

- Avec:

- ξ_t : déformation limite transversale.
- ξ_l : déformation limite longitudinale.
- $\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)
- $\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21 MPa \\ G_{ELS} = 18493,45 MPa \end{cases}$$

5.A.6. Coefficient de dilatation thermique :

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$ (béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$ selon la composition du béton et la nature du granulat.

Remarque : La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

A.7. Contraintes limites:

Selon le B.A.E.L on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime E.L.U
- Etat limite de service E.L.S

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

a. États limites ultimes E.L.U :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa} : \text{action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa} : \text{action accidentales} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 $\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

Avec V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

b. Etat limite de service E.L.S :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

A.8. Diagramme contrainte déformation:

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la

contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.

Diagramme Parabole rectangle

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:

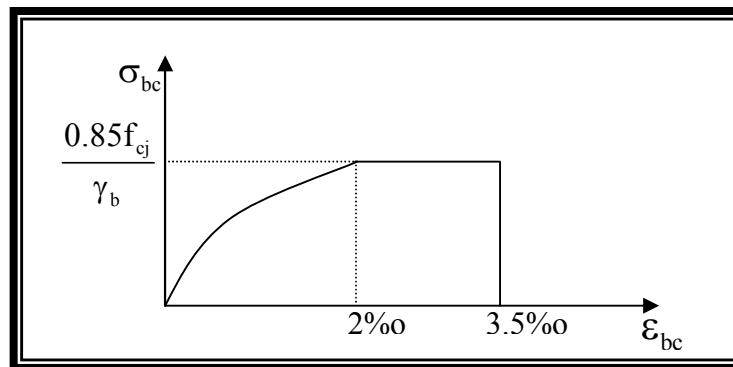


Fig.I.1: diagramme parabole rectangle

On a entre O et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\left(\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

en pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5%
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).

- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$

- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentales} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

5.A.9. Déformation différée:

Retrait : c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

Fluage : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

5.B- L'acier:

5.B.1.Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Acier rond lisse RL:

- Acier naturel feE24 caractérisée par:
 - La limite élastique:235 MPa
 - La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa
 - L'allongement est de l'ordre: 1.175%
- Acier naturel feE22 caractérisée par:
 - La limite élastique: 215MPa
 - La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
 - L'allongement est de l'ordre: 1.075%

Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

La limite élastique: 400MPa

La contrainte de rupture: 480MPa

L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300

5.B.2. Caractère mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $<f_e>$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

5.B.3. Déformations et contraintes de l'acier:

Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite.

Au-delà de ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- La transformation de la structure en un mécanique déformable.
- L'instabilité de la forme au flambement.
- La détérioration par effet de fatigue.

5.B.4. Etat limite d'ouverture des fissures:

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

Cas où la fissuration est peut nuisible:

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où: $\sigma_{st} \leq f_e$

Cas où la fissuration est préjudiciable:

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable:

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

5.B.5. Diagramme déformation contrainte:

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ε_s de l'acier par le diagramme ci-dessous

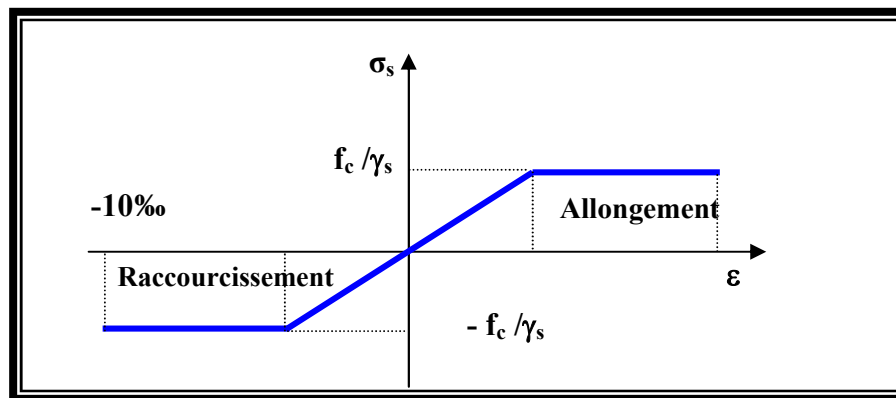


Fig1.2: diagramme contrainte déformation d'acier

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

- À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}, \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{situation accidentales} \\ 1.15 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$

E_s = module d'élasticité de l'acier - L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %0

$E_s = 2.105 \text{MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

E.L.S : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

6. Actions et Sollicitations :

6.1. Les Actions :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- Les actions permanentes : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable
- Les actions variables : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps .
- Les actions accidentelles : notées **E,A**, provenant de phénomène rares, tels que séisme Ou chocs.

6.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et Efforts tranchants- résultat des actions

Principes et Justifications :

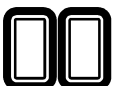
Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, a leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères

Chapitre II :

Pré

Dimensionnement



Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments des sections. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et CBA93 et DTR et RPA99/version 2003 pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton .

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

➤ Charges et surcharges → poutrelle → plancher → poutre → poteau → fondation → sol.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventements (escaliers, l'acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventements (poteaux, poutres, voiles).

1. pré dimensionnement des éléments :

1.1. Les Eléments principaux :

1.1.1. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a

$$l_f = 0.7 \times h_e \quad h_e = \text{la hauteur d'étage}$$

$$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

- b_i : parallèle à l'axe x

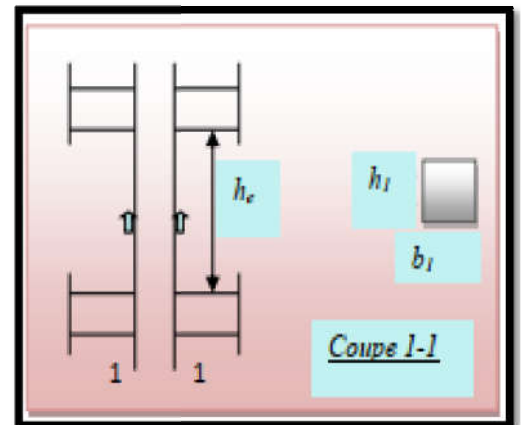
- h_i : parallèle à l'axe y

figII.1 : Schéma de poteau

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{50} = 14.82 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 14.82 \text{ cm}$$

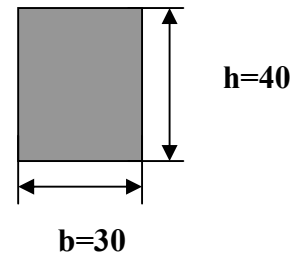
Donc on adopte une section de **(30 x 40) cm²**



Vérification :

Selon les règles (RPA) art (7.4.1) dans la zone I

- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 30\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots \text{C V}$
- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 30\text{ cm} \dots\dots \text{C V}$
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < \frac{3}{4} < 4 \dots\dots\dots \text{C V}$



Remarque:

La section sera adoptée après avoir la descente Poteaux (30x40) de charge sur les poteaux.

1.1.2. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction

1.1.2.1. Les poutres longitudinal (principals) :

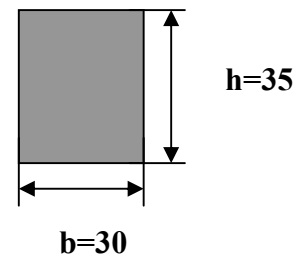
- **Condition de portée (BAEL 91) :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; \quad L_{\max} = 3,50\text{ m}$$

- $h = (1/15 ; 1/10) 350 = (23,33 ; 35)\text{ cm}$. On prend : **h = 35 cm**
- $b = (0,3 ; 0,4) h = (0,3 ; 0,4) 35$.
- $b = (10,5 ; 14)$ On prend : **b = 30 cm**

- **Condition de portée (RPA 99) :**

- $b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $h \geq 30\text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,16 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.}$



Donc les conditions de BAEL et RPA

sont vérifiées, on prend la section de poutre principal (30x35)

la poutre longitudinale **(30x35) cm²**

1.1.2.2. Les poutres transversals (secondaire) :

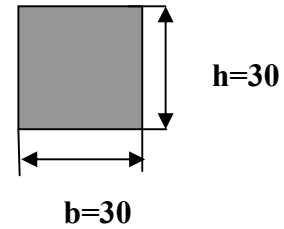
- **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; \quad L_{\max} = 3.40\text{ m}$$

- $h = (22.66 ; 34)\text{ cm}$ **on prend : h = 30cm**
- $b = (0,3 ; 0,4) h = (9 ; 12)$. **on prend : b = 30 cm**.

- **Condition de RPA 99 :**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1 < 4,0 \text{ C.V.} \longrightarrow$



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, poutre principale (30x30)

on prend la section de la poutre transversale (30x30) cm².

1.1.3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99 Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Pré dimensionnement :

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

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

- **Les charges verticales :** charges permanentes et surcharges.
- **Les actions horizontales :** effet de séisme.

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

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

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

- $h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$
- $e \geq h_e/20 = 271/20 = 13,55 \text{ cm}$;
- On prend : $e = 15 \text{ cm}$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de : **$e = 15 \text{ cm}$**

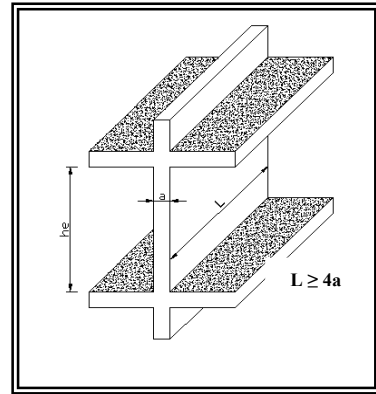


Fig II.2 : Coupe de voile en élévation

1.1.4. Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

❖ **Condition de flèche :**BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à L/22,5.

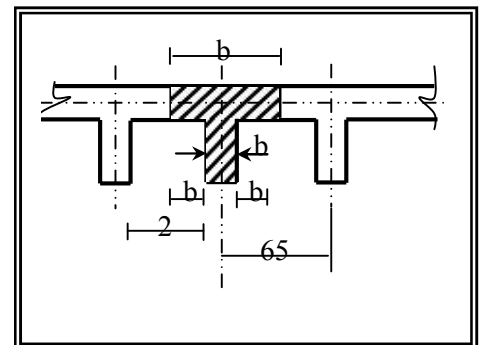
- L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 350 cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 15.55 \text{ cm.}$$

en adopte $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4).

❖ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.



-La section en travée à considérer est une section en Tfig II.3 : schéma des poutrelles

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \\ \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \end{array} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

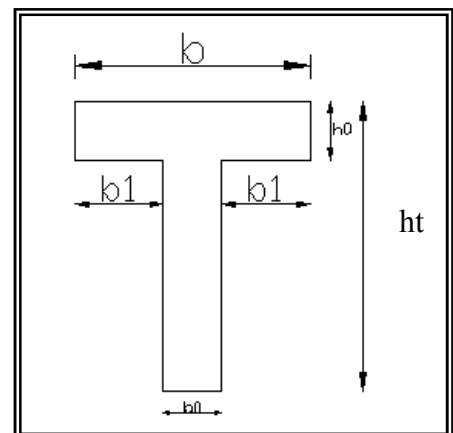


fig II.4 : schéma dedimension de poutrelle

1.2. Les Eléments secondaires :

1.2.1 le balcon :

le balcon est d'une dalle pleine encastree dans les poutre et appuyée sur l'autre, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 \Rightarrow L/15 < e < L/20$$

$$\Rightarrow 1/15 < e < 1/20 + 7 \Rightarrow 6.666 < e < 12 \text{ cm}$$

⇒ en prend : **e=12cm**

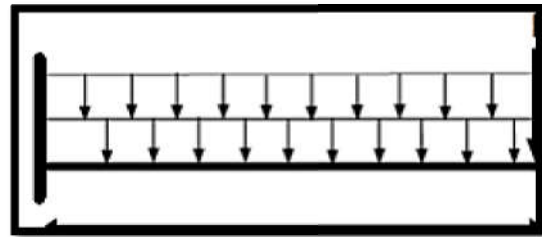


fig II.5 : schéma statique de balcon

1.2.2. les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métalliques ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- e = épaisseur du palier de repos.
- L₀ = longueur totale d'escalier (5.0m)
- g = giron.
- h = hauteur de contre marche .
- H₀ = hauteur de la volée (1.56m)
- α = inclinaison de la paillasse.
- E = emmarchement.
- H = hauteur d'étage (3.06m)

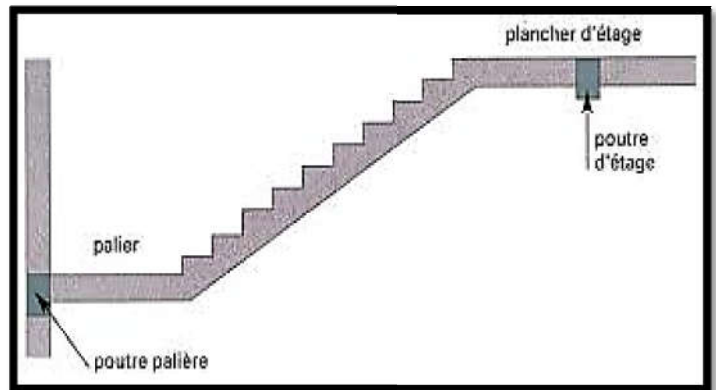


fig II.6 : Schéma de l'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de 'BLONDEL' : $59 \leq g + 2h \leq 66$

- h : varié de 14 cm à 18 cm. **h = 17 cm**
- g : varié de 24 cm à 32 cm. **g = 30 cm**

• $59 \leq 30 + 2 \cdot 17 = 64 \leq 66$ C.V « L'escalier est confortable »

• Le nombre des contres marches $n = \frac{306}{17}$

⇒ n = 18 contres marches 9 contres marches pour chaque volée

• La longueur de volée : $L = g \cdot (n-1) = 30 \cdot (9-1) = 240 \text{ cm}$

• La longueur de palie de repos : $(L_0 - 2.4) / 2 = 2.6 / 2 = 1.3 \text{ m}$

• l'inclinaison de paillasse et le palier : $\text{tg} \alpha = h/g$

$\text{tg}(\alpha) = 153 \div 240 = 0.63 \alpha = 32.51^\circ$

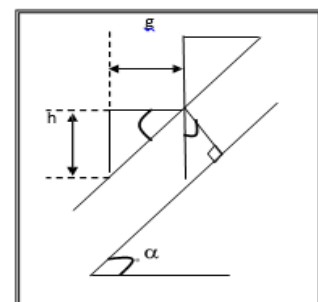


fig II.7 : Schéma de March et contre March

calcul de $L' = L/\cos\alpha = 240/\cos32.51=2.85 \text{ m}$

• $L'/30 < e < L'/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20 \Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

➔ En prend : **$e = 12 \text{ cm}$**

• Emmarchement : $(3.1 - 0.3)/2 = 1.4 \text{ m}$

<i>Palier</i>	ρ	e	G
<i>Carrelage</i>	22	0.02	0.44
<i>Mortier depose</i>	20	0.02	0.40
<i>Lit de sable</i>	18	0.02	0.36
<i>Dalle pleine</i>	25	0.12	3
<i>Enduitcement</i>	18	0.02	0.36
Total		G =	4.56(kn/m²)
Surcharge'exploitation		Q=	2.50 (kn/m²)

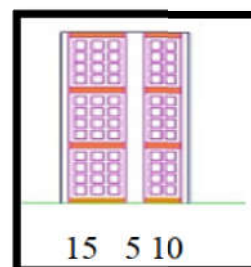
TableauII.1:chargepermanenteet charged'exploitation(palier).

<i>Volée</i>	P	e	G
<i>Carrelage</i>	22	0.02	0.44
<i>Mortier depose</i>	20	0.02	0.40
<i>Poids propredela marche</i>	22	0.17/2	1.87
<i>Poids propredela paillasse</i>	25	0.12/cosa	3.56
<i>Enduitcement</i>	18	0.02	0.36
<i>Garde-corps metallique</i>	-----	-----	0.15
Total		G =	6.78 (kn/m²)
Surchargeexploitation		Q=	2.50(kg/m²)

TableauII.2:chargepermanenteet charged'exploitation(volée).

1.2.3. Mure extérieur en maçonneries :

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



figII.8 : Remplissage en double cloisons

	ρ	E	G
Enduit extérieur	20	0.0	0.40
Brique creuse	14	0.1	2.10
Brique d'aire	14	0.1	1.40
Enduit intérieur	12	0.015	0.18
Total		G	4.08 (kn/m²)
30% d'ouverture		G	2.856 kn/m²

Tableau II.3: charge permanente et charge d'exploitation (MUR).

1.2.4. L'acrotère :

- La surface de l'acrotère est

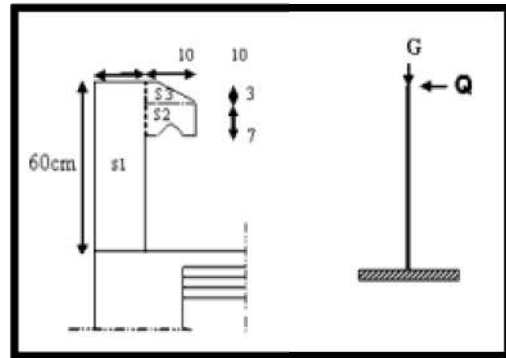
$$S = (60 \cdot 10 + 3 \cdot 10 / 2 + 7 \cdot 10) = 0.0685 \text{ m}^2$$

- Donc le poids propre est :

$$G_1 = 2500 \cdot 0.0685 = 1.71 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 0.01 \cdot 0.6 \cdot 2000 = 0.12 \text{ KN/m}^2$$

- $G_1 + G_2 = 1.83 \text{ KN/m}^2$ fig II.9 : le Schéma de l'acrotère



2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges constitue à calculer successivement pour chaque éléments Porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharge existantes sont

- ❖ Les charges permanentes (G).
- ❖ Les charges d'exploitation (Q).

2.1. La terrasse inaccessible :

N_0	Description	E_p (m)	Poids volumique γ (KN/M ³)	Poids « G » (Kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Planche à corps creux (16+4)	0.2	/	2.8
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma G = 6.23$
				$Q = 1.00$

Tableau II.4 : charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

2.2. plancher étage courant +RDC :

N_0	Description	E_p (m)	Poids volumique γ (KN/M ³)	Poids « G » (Kn/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.54
4	Cloisons de séparation	0.1	/	1.1
5	Planche à corps creux (16+4)	0.2	/	2.8
6	Enduis de plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma G=5.48$
				$Q=1.5$

Tableau II.5 : charge permanente revenant au plancher E.C + R.D.C.

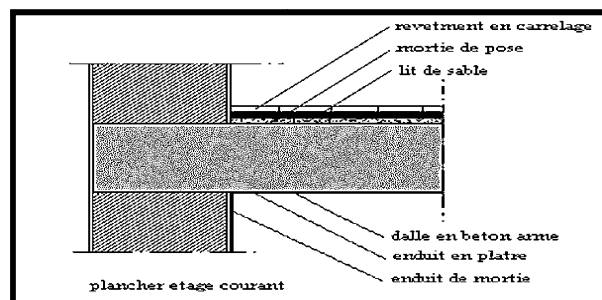
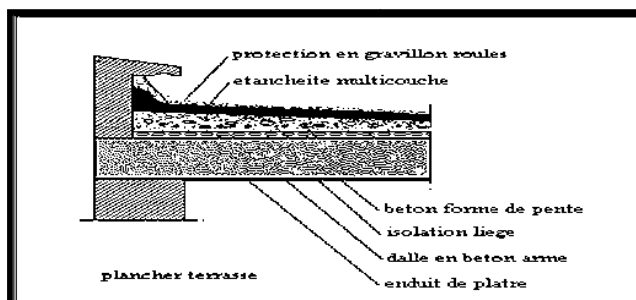


Fig II.10:Schéma Plancher terrasse inaccessible Fig II.11:Schéma plancher E.C + R.D.C

2.3. Dalles pleines (balcon) : E.C

Désignation des éléments	e	Poids « G » (Kn/m ²)
Carrelage	0.02	0.44
Dalle pleine	0.2	5
Mortier de pose	0.02	0.4
Sable fin	0.02	0.54
Enduit de ciment	0.02	0.36
		$\Sigma G=6.74$
		$Q=3.5$

Tableau II.6 : évaluation des charges de balcon (E.C)

2.4. Dalles pleines (balcon) : terrasse inaccessible :

<i>N₀</i>	Description	<i>E_p (m)</i>	Poids volumique γ(KN/M³)	Poids « G » (Kn/m²)
1	Gravillon de protection	<i>0.05</i>	<i>15</i>	<i>0.75</i>
2	<i>Etanchéité multicouche</i>	<i>0.02</i>	<i>6</i>	<i>0.12</i>
3	<i>Isolation thermique</i>	<i>0.04</i>	<i>4</i>	<i>0.16</i>
4	<i>Forme de pente</i>	<i>0.1</i>	<i>22</i>	<i>2.2</i>
5	<i>Planche à dalle pleine</i>	<i>0.15</i>	<i>25</i>	<i>3.75</i>
6	<i>Enduis de plâtre</i>	<i>0.02</i>	<i>10</i>	<i>0.2</i>
				<u>ΣG=7.18</u>
				<u>Q=1.50</u>

Tableau II.7 : évaluation des charges de balcon (E.C)

3. La descente des charges

Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

3.1. Etapes de calcul :

- Les étapes de pré dimensionnement sont :
 - ❖ Le choix du poteau le plus sollicité.
 - ❖ Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
 - ❖ La détermination des efforts reprise par ce poteau à l'ELU et on fait vérification a RPA 2003.

3.2. Rôle de descente de charge :

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

3.3. Loi De Dégression : DTR B.C.6.3

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,9Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,8Q

- et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à 15 m² la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.

3.4.Exemple de calcul :

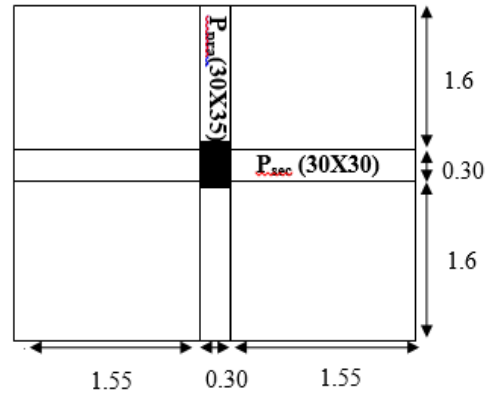
Descente des charges sur le poteau (G2) :

➤ **Surface afférente :**

$$S_G=(1.6+1.6)*(1.55+1.55)=9.92m^2$$

$$S_{QT}=(1.6+1.6+0.3)*(1.55+1.55+0.3)=11.9m^2$$

$$S_{QEC}=11.9-(0.3*0.4)=11.79m^2$$



FigII.12 :surface affèrent

<i>niveau</i>	<i>Élément</i>	<i>G (N)</i>	<i>Q (N)</i>
1-1	- Plancher Terrasse:6230×9.92=61801.6 - poutre.p : (0,30).(0,35).(3,2).25000=8400 - Poutre.s : (0,3).(0,3).(3.1).25000=6975	77176.6	11.9×1000 =11900
2-2	➤ Venant 1-1 : 77176.6 Poteau : (0,4).(0,3).(3,06).25000=9180	86356.6	11900
3-3	➤ Venant 2-2 : 86356.6 - Plancher.E.C : 5480×9.92=54361.6 - poutre.p : =8400 - Poutre.s : =6975	156093.2	11900+ (11.79×1500) =29585
4-4	➤ Venant 3-3 : 156093.2 - Poteau : 9810	165903.2	29585
5-5	➤ Venant 4-4 : 165903.2 - P.E.C + PP + PS : 69736.6	235639.8	29585+ (17985×0,9) =45771.5
6-6	➤ Venant 5-5 : 235639.8 - Poteau: 9810	245449.8	45771.5
7-7	➤ Venant6-6: 245449.8 - P.E.C + PP + PS : 69736.6	315186.4	45771.5+ (17985×0,8) =60159.5
8-8	➤ Venant 7-7 : 315186.4 - Poteau :9810	324996.4	60159.5
9-9	➤ Venant 8-8: 324996.4 - P.E.C + PP + PS : 69736.6	394733	60159.5+ (17985×0,7) =72749
10-10	➤ Venant 9-9 : 394733 - Poteau : 9810	404543	72749
11-11	➤ Venant 10-10: 404543 - P.E.C + PP + PS : 69736.6	474279.6	72749+ (17985×0,6) =83540
12-12	➤ Venant 11-11 : 474279.6 - Poteau : 9810	484089.6	83540

13-13	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Venant 12-12 : 484089.6 - P.E.C + PP + PS : 69736.6 	553826.2	83540+ (17985×0,5) =92532.5
14-14	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Venant 13-13 : 553826.2 - Poteau : 9810 	563636.2	92532.5
		Σ	563636.2
			92532.5

Donc : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 563636.2 + 1.5 \times 92532.5 = 882979.5 \text{ N} = 899707.62 \text{ KN}$
 $N_{Ser} = G + Q = 563636.2 + 92532.5 = 656168.7 \text{ KN}$

➤ **Vérification de la section de poteau :** BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

- $N_u = 1,35G + 1,5Q$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

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

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

$$L_f = 0.7L_0$$

$$h > b \Rightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

$$\Rightarrow \lambda = \lambda_x$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.3} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.772$$

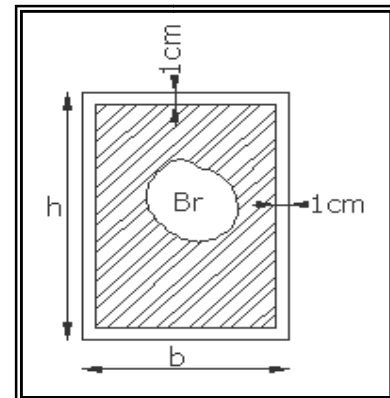


Fig-2-1

✓ Pas de risque de flambement.

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

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \cdot (30-2) = 1064 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

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

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

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

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 400}{100} = 240 \text{ mm}^2 \\ \frac{8 \cdot (b+h)}{100} = \frac{8 \cdot (400+300)}{100} = 56 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

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

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (300 * 400) = 960 \text{ mm}^2$$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N _u (N)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B _r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition
RDC	899707.62	240	960	960	106400	1778906.795	v

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

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

Où:

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

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

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} = \frac{899707.26}{300 * 400 * 25} = 0.2999 < 0.3 \dots \dots \dots C.V$$

Conclusion :

Après que nous avant fini le pré dimensionnements des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC ÷ 7^{eme} étages : (30×40) cm².

Chapitre III :

Calcul des éléments

Secondaires

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous allons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

1. Les planchers :**Introduction:**

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

1.1. Justification du choix des planchers d corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

1.2. Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :**1.2.1. Plancher étage courant :**

- $G = 5.48 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

1.2.2. Plancher étage terrasse (inaccessible) :

- $G = 6.23 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

1.2.3. Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

- $P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$
- $P_S = (G + Q) \times 0.65$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
<u>Etages courants</u>	5.48	1.5	6.27	4.53
<u>Etages terrasse</u>	6.23	1	6.44	4.7

Tab III.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

1.3. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles :

- Poutre repose sur 2 appuis
- Poutre repose sur 3 appuis
- Poutre repose sur 4 appuis

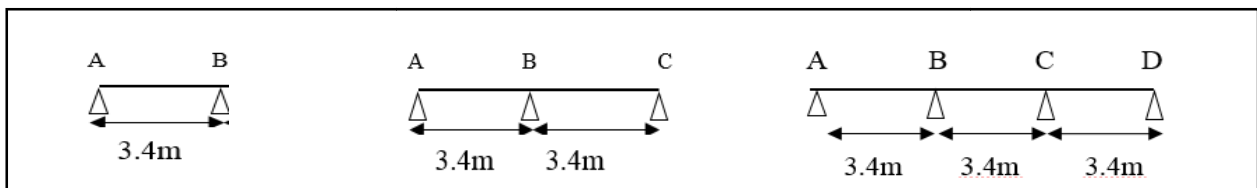


Fig. III.1. Les types des planchers

La méthode de calcul de poutrelles :

1.4. La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée

1.4.1. Condition d'application :

- ❖ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$
 - Plancher étage courant :
 - $G = 5.48KN/m^2$
 - $Q = 1.5 KN/m^2 \Rightarrow 1.5 KN/m^2 \leq ((2 \times 5.48 = 10.96KN/m^2) ; 5KN/m^2)..... C.V$
 - Plancher terrasse inaccessible :
 - $G = 6.23 KN/m^2$
 - $Q = 1 KN/m^2 \Rightarrow 1 KN/m^2 \leq ((2 \times 6.23 = 12.46KN/m^2) ; 5KN/m^2)..... C.V$
 - ❖ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$, Typ1&Type2 &Type3: $0.8 \leq \frac{3.4}{3.4} = 1$; $\rightarrow C.V$
 - ❖ Le moment d'inertie est constant sur tout le longueur de le travée $\rightarrow C.V$
 - ❖ Fissuration peu nuisible $\rightarrow C.V$
- ✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

1.4.2. Calcul des moments :

1.4.2.1. Le moment isostatique :

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

1.4.2.2. Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

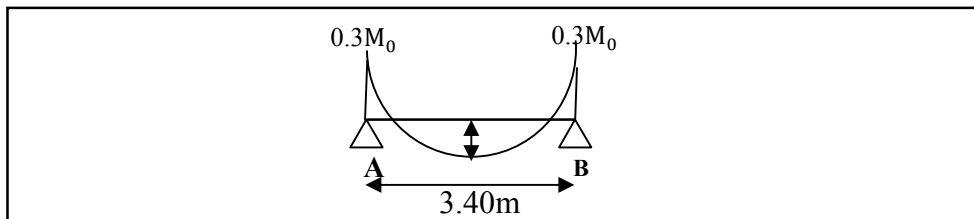


Fig.III.2. diagramme de moment (type1).

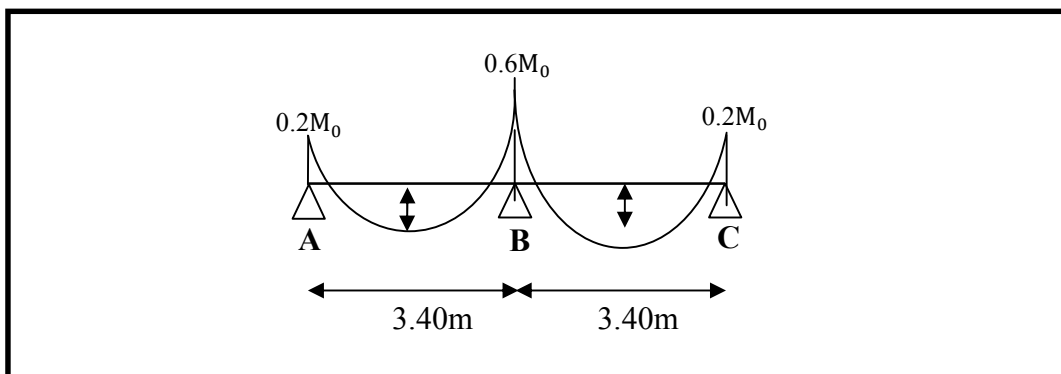
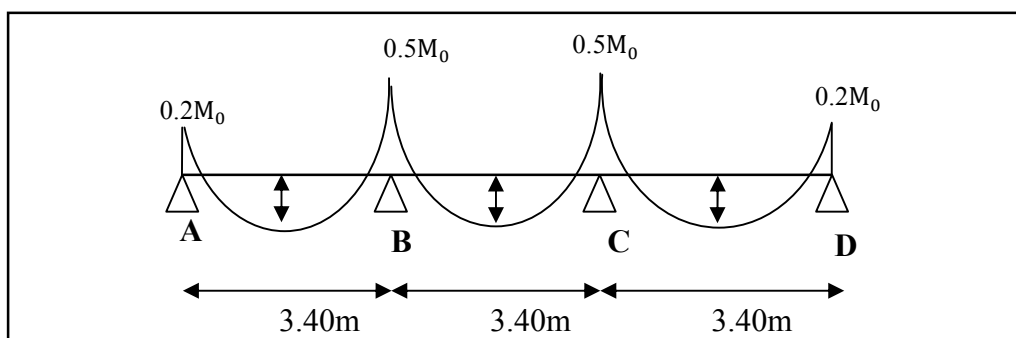


Fig.III.3. diagramme de moment (type2).



FigIII.4. diagramme de moment (type3).

1.4.2.3. Les moments en travée :

$$\diamond M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

- M_0 : Moment Isostatique d'une travée.
- M_t : Moment d'une travée.
- M_d : Moment droit.
- M_g : Moment gauche.

1.4.3. L'effort tranchant :

$$\diamond \begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{l} \right| \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{l} \right| \end{cases}$$

Calcul a rapport des charges :

➤ $\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.48} = 0.215$

- $1 + 0.3\alpha = 1.065$

- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$

- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$

➤ $\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.138$

- $1 + 0.3\alpha = 1.041$

- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.621$

- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.520$

1.4.3. Etude de plancher terrasse (inaccessible) :

✓ A L'E.L.U : $P_u = 6.44 \text{ KN/ml}$.

Type	Travée	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	A-B	3.4	6.44	9.31	2.79	2.79	7.75	10.95	-10.95
2	A-B	3.4	6.44	9.31	1.86	5.59	6.19	12.04	-10.95
	B-C	3.4	6.44	9.31	5.59	1.86	6.19	12.04	-10.95

3	A-B	3,4	644	9.31	1,86	4,655	6,518	11.77	-10.13
	B-C	3,4	6.44	9.31	4,655	4,655	5.12	10.95	-10.95
	C-D	3,4	6.44	9,31	4,655	1,86	6,518	11.77	-10.13

Tab III.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.7 \text{ KN/ml}$

Type	Traveé	\underline{L} (m)	\underline{P}_{ser} (kn/ml)	$\underline{M0}$ (KN.m)	\underline{Mw} (kn.m)	\underline{Me} (kn.m)	\underline{Mt} (kn.m)	\underline{Tw} (kn)	\underline{Te} (kn)
1	A-B	3.4	4.7	6.79	2.037	2.037	5.43	7.99	-7.99
2	A-B	3.4	4.7	6.79	1.36	4.08	4.75	8.59	-7.39
	B-C	3.4	4.7	6.79	4.08	1.36	4.75	8.59	-7.39
3	A-B	3,4	4.7	6.79	1.36	3.4	4.75	8.59	-7.39
	B-C	3,4	4.7	6.79	3.4	3.4	3.73	7.99	-7.99
	C-D	3,4	4.7	6.79	3.4	1.36	4.75	8.59	-7.39

Tab III.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS

1.4.4. Etude de plancher étage courant :

✓ A L'E.L.U : $P_u = 6.27 \text{ KN/ml}$.

Type	Traveé	\underline{L} (m)	\underline{P}_u (kn/ml)	$\underline{M0}$ (KN.m)	\underline{Mw} (kn.m)	\underline{Me} (kn.m)	\underline{Mt} (kn.m)	\underline{Tw} (kn)	\underline{Te} (kn)
1	A-B	3.4	6.27	9.06	2.72	2.72	7.25	10.66	-10.66
2	A-B	3.4	6.27	9.06	1.81	5.44	6.48	11.46	-9.86
	B-C	3.4	6.27	9.06	5.44	1.81	6.48	11.46	-9.86
3	A-B	3,4	6.27	9.06	1.81	4.53	6.48	11.46	-9.86
	B-C	3,4	6.27	9.06	4.53	4.53	5.12	10.66	-10.66
	C-D	3,4	6.27	9.06	4.53	1.81	6.48	11.46	-9.86

Tab III.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.53 \text{ KN/ml}$

Type	Travée	L (m)	P _{ser} (kn/ml)	M ₀ (KN.m)	M _w (kn.m)	Me (kn.m)	M _t (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	A-B	3.4	4.53	6.55	1.96	1.96	5.24	7.701	-7.701
2	A-B	3.4	4.53	6.55	1.31	3.93	4.68	8.28	-7.12
	B-C	3.4	4.53	6.55	3.93	1.31	4.68	8.28	-7.12
3	A-B	3,4	4.53	6.55	1.31	3.28	4.68	8.28	-7.12
	B-C	3,4	4.53	6.55	3.28	3.28	3.7	7.701	-7.701
	C-D	3,4	4.53	6.55	3.28	1.31	4.68	8.28	-7.12

Tab III.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS

1.5. Calcul du ferrailage :

1.5.1. Les moment max dans les types :

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 7.75 \text{ KN. m} \\ M_a = -5.59 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 5.43 \text{ KN. m} \\ M_a = -3.4 \text{ KN. m} \end{cases}$$

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

1.5.2 Les armatures longitudinales :

1.5.2.1. Plancher Étage Courant :

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

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

E.LU:

$$M_t^{\max} = 7.75 \text{ KN. m} = 7750 \text{ N. m}$$

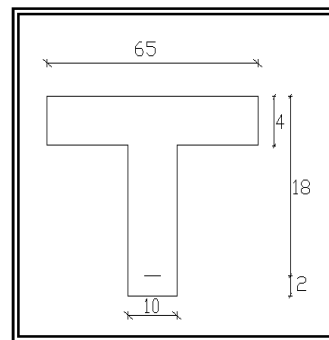
Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{Tab} = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (d-h_0/2) = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot (18-4/2) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{Tab} > M_t^{\max}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$.

✓ **En appuis :**



FigIII.5: les dimension de poutrelle

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -4.655 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Elements	M (kn,m)	b(mm)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	-5.59	100	0.122	0,392	0,16	0,936	0,95
sur travée	7.55	650	0.025	0,392	0,032	0,987	1,22

TableauIII.6 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.U

-E. L. S : D'après le BAEL83

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

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

Elément	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$
Travée	0.16	7.75	5.43	1.43	0.465
Appui	0.032	5.59	3.4	1.64	0.57

TableauIII.7 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.S

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

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

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

En travée : $A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$$

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ' (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.22	1.41	1,3	1.41	2T12 = 2.26
Appui	0.95	0.22	0,2	0.95	1T12 = 1.13

Tableau III.8 : Récapitulatif De Ferrailage de planche

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

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

- T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.
- b_0 : Désigne la largeur de l'âme.
- d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12040}{100 \times 180} = 0.669 \text{ Mpa}$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1,211)).}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.654 < 3.25 \dots\dots\dots \text{cv}$$

▪ **Diamètre minimale Φ_t :** BAEL91 (A.7.2, 2)

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

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

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

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

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

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,90 \text{ cm}$$

BAEL91 (A.5.1, 23)

$$s_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k 0.3 f_{t28})} = 31.12 \text{ cm} \dots k = 1 \rightarrow \text{flexion simples}$$

$$st \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
BAEL91 (A.5.1,31)

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

L'on a : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Au maximum $a = 0,9.d = 16,20$ cm.

$T_u = 12040 < 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135N$

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

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

$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$

$A > 1.15 \times 12040 / 400 = 34.615 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots C.V$

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

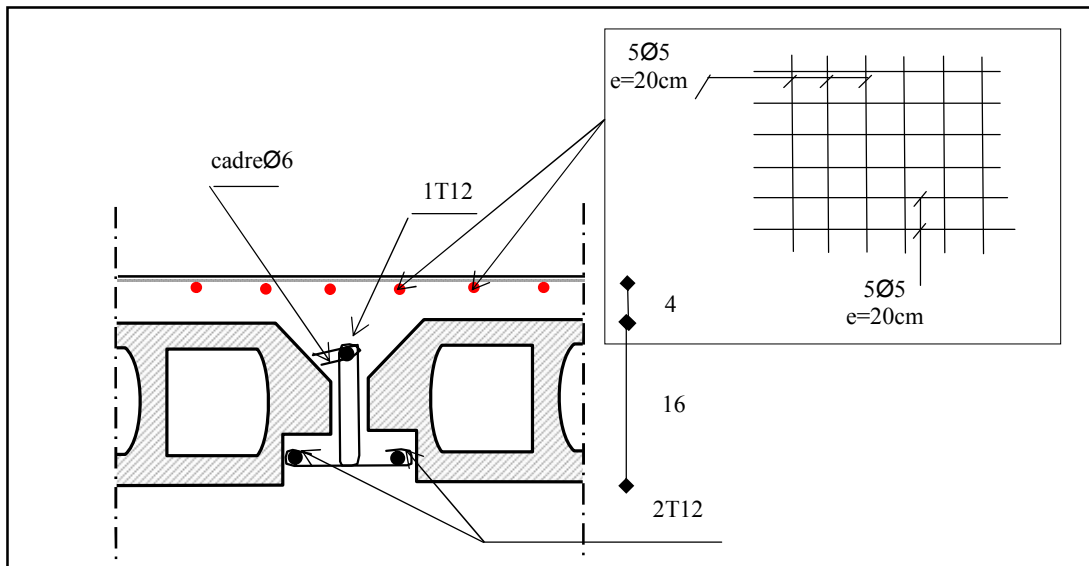
$1/h_t/L > 1/22.5 \rightarrow 20/340 = 0.059 > 0.0444 \dots\dots\dots C.V$

$2/ A/(b*d) < 3.6/f_e \rightarrow 2.26/65 \times 18 = 0.00193 < 0.009 \dots\dots\dots C.V$

$3/ h_t/L > M_T/15M_0 \rightarrow 20/340 = 0.059 > 0.0555 \dots\dots\dots C.V$

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

1.7. Présentation du ferrailage :



FigIII.6 : Ferrailage des planchers.

2. L'ACROTÈRE

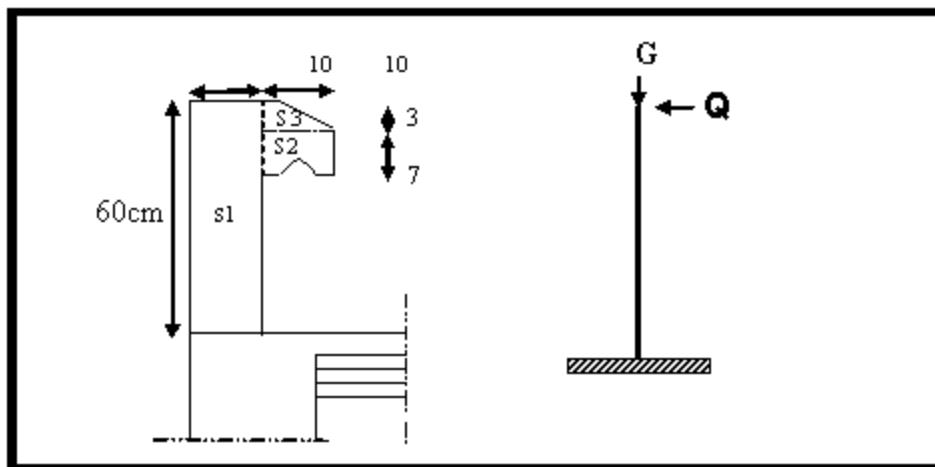
2.1. introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux .

2.2. Mode de travail :

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

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



FigIII.7 : schéma statique de l'acrotère

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

2.2.1. Surface: $S_T = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0685 \text{ m}^2$

2.2.2. Charge: G

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$

2.2.3. Surcharge : Q

D'après D.T.R.BC.2.2

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

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

$$\begin{cases} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

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

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (11a) donc :

- A = 0.15 selon le tableau 4.1
- C_p = 0.80 élément en console tableau 6.1, donc :

$$\underline{2.3.} \quad F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 879.6 \text{ N/ml.}$$

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

$$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

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

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

2.2.4. Sollicitation:

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

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

$$N_u = g = 183.25 \text{ kg.}$$

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

2.2.5 Combinaison d'action :

- E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

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

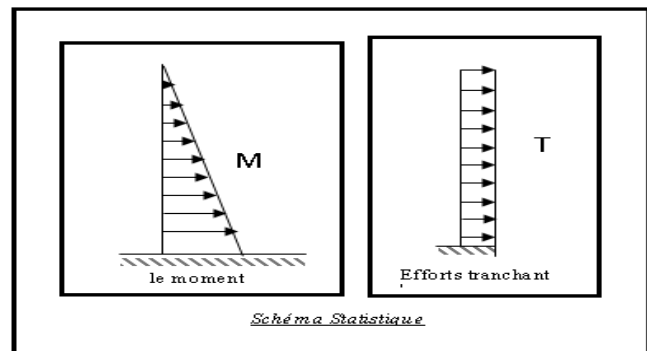
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

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

- E.L.S :

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$$

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

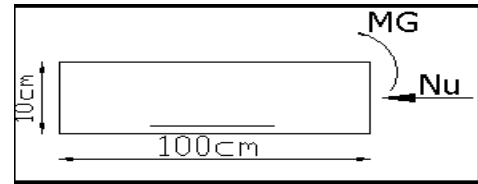


FigIII.8 : schéma statique de l'acrotère

2.3. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries



FigIII.9 : les sollicitation de l'acrotère

2.4. Armatures longitudinales L'E.L.U :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 \text{ m}$$

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

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

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

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

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

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

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

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

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

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.334

TableauIII.9 : Récapitulatif De Ferrailage De l'acrotère

✓ **Vérification :**

- **Condition De Non Fragilité** : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{49.1 - 0.455 \times 7}{49.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.812 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale** : (B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\text{min}} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

❖ **E.L.S :**

- **La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

$$\text{Fiss. Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_b c - \frac{h}{2} = 32.7 - \frac{10}{2} = 27.74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -27.7 \text{ cm}$.

$C = -27.74 \text{ cm}$, $d = 7 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $A' = 0$, $A = 2.51 \text{ cm}^2$.

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

$$p = -3 \times (-27.74)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-27.74))$$

$$p = -2230.0451 \text{ cm}^2$$

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

$$q = -2 \times (-27.74)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (-27.74))^2$$

$$q = 39965.9677 \text{ cm}^3$$

y_2 : racine de l'équation cubique :

- $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$
- $y_2^3 - 2230.045y_2 + 39965.967 = 0$

Par l'utilisation du logiciel " SCIENTIFIC WORKPLACE 5.0 " on obtient les racines de cette équation qui sont :

- $y_{21} = 29.82 \text{ cm}$
- $y_{22} = 24.54 \text{ cm}$
- $y_{23} = -54.36 \text{ cm}$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad \text{avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

Puisqu'on aura: $y_1 = 29.82 - 27.74 = 2.08 \text{ cm}$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(2.08)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 2.08)] = 31.08$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1832.5}{100 \times 31.08} = 0.589$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.589 \times 2.08 = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.589(7 - 2.08) = 43.51 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b]$$

$$\text{et } \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{qui égale à 5T8}$$

2.5. Armatures de répartition : (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

2.6. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25cm\} \Rightarrow e_l \leq 25cm$$

soit : $e_l = 20cm$

Pour l’emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variation de température que subit l’acrotère .

2.7. Verification de l’effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots Ou : b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 Mpa$$

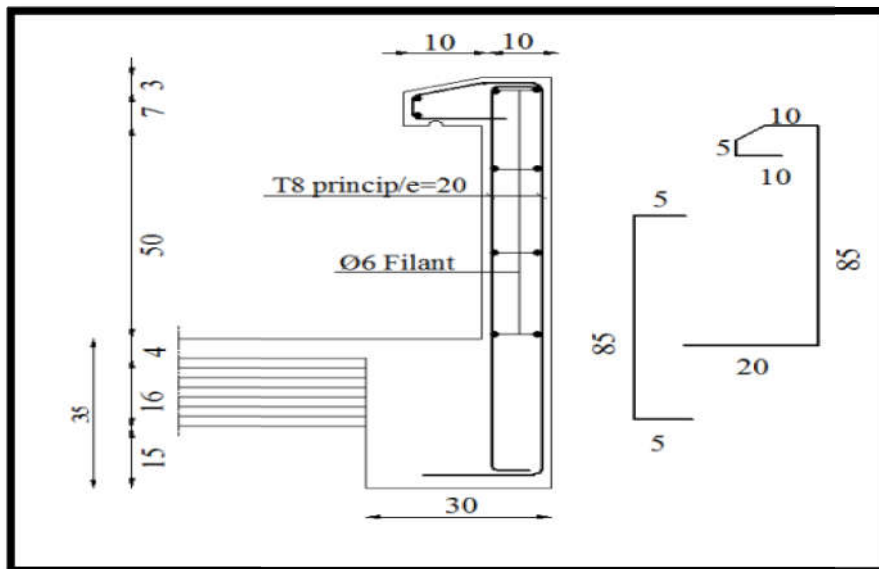
La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{ej}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2.8. Présentation de ferrailage :



FigIII.10 : Ferrailage de l’acrotère .

3. L'escalier

3.1. Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

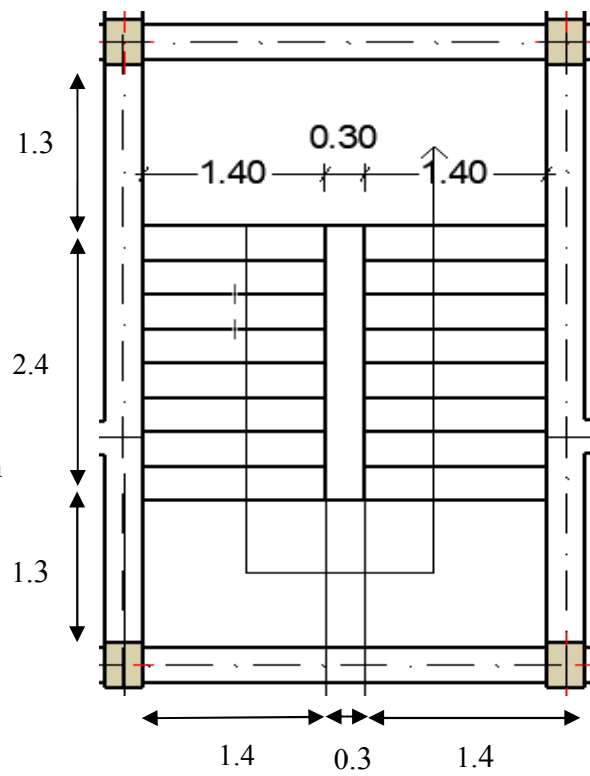
3.2. Methode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple , Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

3.3. Cage d'escalier :

Etage RDC + étage courent :

- La marche : 30 cm
- Le conter March : 17 cm
- La hauteur de volée : 1.56 m
- Emmarchement : 1.4 m
- Le nombre de March : 8 marches
- La charge permanant :
- Palier de repos : $g = G \times 1 = 4.56 \text{ KN/m}$
- volée : $g = G \times 1 = 6.78 \text{ KN/m}$
- La charge d'exploitation :
- $q = Q \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$



FigIII.11 : Schéma de l'escalier

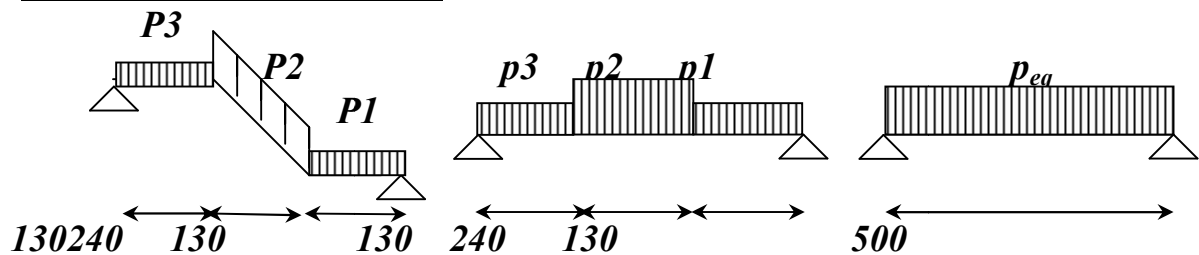
3.4. Combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- ELS : $P_{ser} = g + q$

	<u>Voleé (kN/ml)</u>	<u>Palier(kN/ml)</u>
<u>ELU</u>	12.91	9.906
<u>ELS</u>	9.28	7.06

TableauIII.10 :des Combinaisons d'action

3.5. Détermination des Sollicitation:

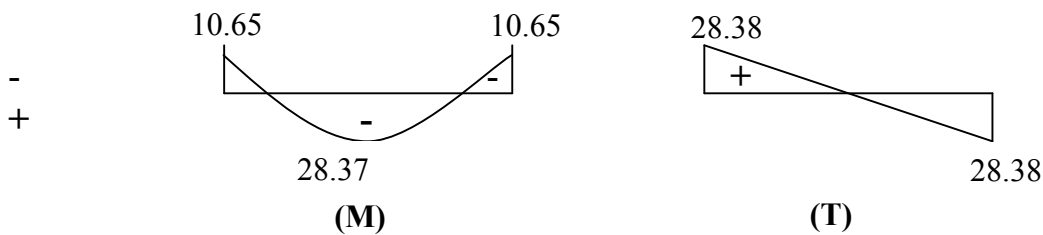


FigIII.12 : Schéma statique de l'escalier

- La charge equivalent : $P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2 + P_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$
- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- Effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	P_{eq} (kN/ml)	M_o (kN.m)	$M^a = 0.3M_o$	$M^f = 0.8M_o$	T_u (kN)
ELU	11.35	35.47	10.65	28.37	28.38
ELS	8.13	25.41	7.623	20.33	20.325

Tableau III.11 : Récapitulatif Des Résultats à L'E.L.U et L'E.L.S



3.6. Calcule de ferrillage :

3.6.1. Armatures longitudinales :

- E.L.U :

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

$\mu_\ell = 0.392$; avec : $\mu = \frac{M^u}{\sigma_b . b . d^2}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1,25 . (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

L'enrobage : $c + \dot{\phi} / 2 \leq C$

$c = 1$ cm / $\dot{\phi} = h / 2 = 12 / 10 = 1.2$ cm

$\Rightarrow C = 2cmd = h - C = 10$ cm

	M (kN.m)	μ	α	β	A^{cal} (cm ²)
Travée	28.37	0.199	0.28	0.888	9.18
Appuis	10.65	0.075	0.098	0.9608	3.19

Tableau III.12 : Récapitulatif De Ferrillage De L'escalier à L'E.L.U

$\mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0$ avec : $A = \frac{M^u}{\beta . d . \sigma_s}$

- E.L.S :

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

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
En travée	0.301	28.37	20.33	1.395	25	0.448
Sur appuis	0.981	10.65	7.632	1.395	25	0.448

TableauIII.13 : de verification à L'E.L.S

✓ Donc la condition est vérifiée

Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

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

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A^2_{\min} \geq 0,001.100.12 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^1_{\min} , A^2_{\min})$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A^1_{\min}(\text{cm}^2)$	$A^2_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	9.18	1.207	1.2	9.18	6HA14 = 9.24
Appuis	3.19	1.207	1.2	3.19	3HA12 = 3.39

TableauIII.14 : Récapitulatif De Ferrailage

3.6.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = 28.38 \cdot 10^3 / (1000 \cdot 100) = 0.2838 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2838 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition . Vérifier})$$

3.6.3. Les armatures de répartition : $A_t = A_L / 4$

	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	2.31	3HA10=2.36cm ²
Appuis	0.84	2HA8=1.01cm ²

Tableau III.15 : des armatures de répartition

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) \leq \min (36; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- * -Travée: $S_t = 100/6 = 16.66 \text{ cm}$
- * Appuis: $S_t = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$

b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) \leq \min (48 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- * -Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$
- * Appuis: $S_t = 100/2 = 50 \text{ cm}$

3.6.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 120/5000 = 0.024 < 0.08 \dots\dots\dots C : \text{non vérifier}$$

$$2/A/b_0*d < 4.2/f_e \rightarrow 9.24/(100*12) = 0.0077 < 0.0105 \dots\dots\dots C : \text{vérifier}$$

$$3/h/L > 1/16 \rightarrow 12/500 = 0.024 < 0.0625 \dots\dots\dots C : \text{non vérifier}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

6-5-Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- ★ **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 14 \frac{14}{2} + 15 \times 9.24 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 9.24} = 7.450 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 14 - 7.450 = 6.549 \text{ cm.}$$

$$\delta = d - y_G = 4.55 \text{ cm}$$

★ **Moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 26015.24 \text{ cm}^4$$

★ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{9.24}{100 \times 12} = 0.0077$$

Pour les déformation instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0077} \Rightarrow \lambda_i = 2.727$$

★ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.0908$$

★ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{4.56(1.3+1.3) + (6.78 \times 2.4)}{1.3+1.3+2.4} = 5.626 \text{ KN / m}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle.pleine}} \times L_{\text{palier}}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{(1.3+1.3)3 + (1.87 + 3.56) \times 2.4}{1.3+1.3+2.4} = 4.166 \text{ KN / m}$$

$$p = g + Q = 5.626 + 2.5 = 8.126 \text{ KN / m}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = \frac{0.85 \times 5.626 \times 5^2}{8} = 14.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.166 \times 5^2}{8} = 11.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8.126 \times 5^2}{8} = 21.584 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des contraintes de traction :**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P.charon), pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.77$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P.charon)

On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.77 \Rightarrow \beta_1 = 0.897$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.897 \times 9.24 \times 12} = 150.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{11.07 \times 10^3}{0.897 \times 9.24 \times 12} = 111.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{21.584 \times 10^3}{0.89 \times 9.24 \times 12} = 218.72 \text{ MPa}$$

• **-Calcul de coefficient <<μ>>:**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 111.3 + 2.1} = 0.335$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 150.21 + 2.1} = 0.454$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 218.72 + 2.1} = 0.584$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

Calcul des inerties :

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{26015.24}{1 + 1.0908 \times 0.335} = 19052.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{26015.24}{1 + 2.727 \times 0.335} = 13595.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{26015.24}{1 + 2.727 \times 0.454} = 11624.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{26015.24}{1 + 2.727 \times 0.584} = 10034.54 \text{ cm}^4$$

Flèche correspondant

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{14.4 \times 10^3 \times (500)^2}{10 \times 32164.2 \times 13595.31} = 0.823 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{11.07 \times 10^3 \times (500)^2}{10 \times 32164.20 \times 11624.02} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q \text{ ser}} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{21.584 \times 10^3 \times (500)^2}{10 \times 32164.2 \times 10034.54} = 1.679 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{14.94 \times 10^3 \times (500)^2}{10 \times 10818.87 \times 19052.94} = 0.812 \text{ cm}$$

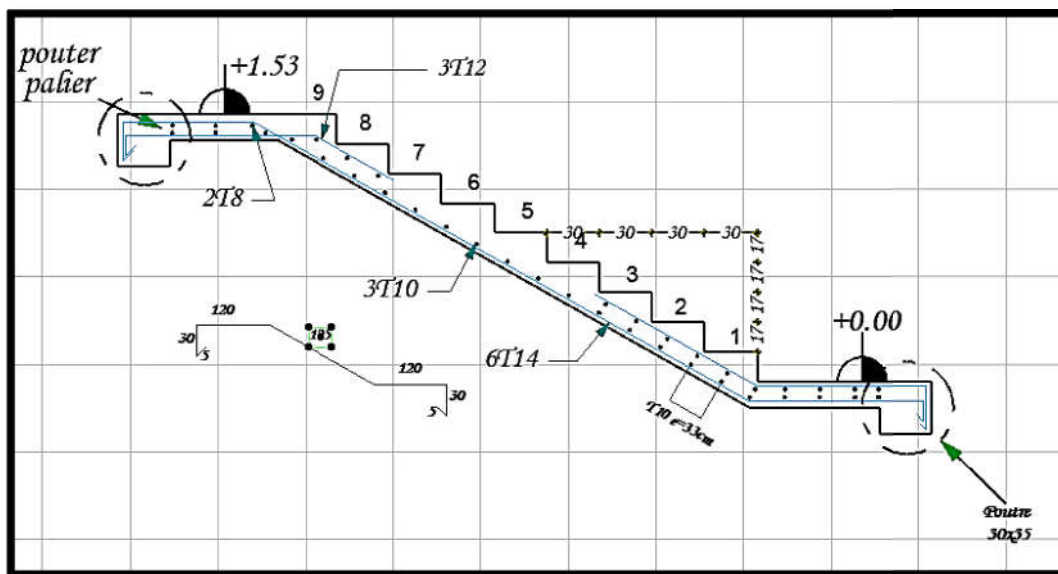
Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q,ser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.812 - 0.74) + (1.679 - 0.823) = 0.928 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \geq 5 \text{ m}$ on a

$$f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 1 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.928 \text{ cm} \quad C.V$$



FigIII.13 : Ferrailage de l'escalier .

4. Poutre palier :

4.1. Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} \cdot b \geq 20 \text{ cm} \\ \cdot b \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm} \quad , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$\cdot h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×25) cm².

4.2. Méthode de calcul:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P , q).
- Poids du mur extérieur g_m .

4.3. Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :

$$g = h \cdot b \cdot \gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 1875 \text{ N/ml}$$

- la réaction d'escalier :

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = \frac{4560 \cdot 1,3 + 6780 \cdot 2,4 + 4560 \cdot 1,3}{1,3 + 1,3 + 2,4} \cdot L/2 = 5625,6 \cdot 5/2 = 14064 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times L/2 = 2500 \cdot 5/2 = 6250 \text{ N/ml}$$

- poids du mur :

$$g_m = h \cdot \gamma = 2200 \times 1,23 = 2706 \text{ N/ml} \quad h = H/2 - 0,3 = 1,23$$

4.4. Calcul de la poutre à la flexion :

4.4.1. Combinaisons d'actions :

$$- \text{E.L.U} : P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 34545,75 \text{ N/ml}$$

$$- \text{E.L.S} : P_{ser} = g + P + g_m + q = 24895 \text{ N/ml}$$

4.4.1.1. Le ferrailage a 'ELU ':

- en travée $M_t = P_u \times L^2/24 = 34545.75 \times 3.1^2/24 = 13832.7 \text{ N.m}$
- En appuis : $M_a = P_u \times L^2/12 = 34545.75 \times 3.1^2/12 = 27665.35 \text{ N.m}$
- $T_u = P_u \times L/2 = 34545.75 \times 3.1/2 = 53545.83 \text{ N.m}$

❖ en appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27665.35}{14.2 \times 25 \times 28^2} = 0,0994$$

$$\mu = 0,0994 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \beta = 0.9476, \alpha = 0.131$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27665.35}{348 \times 0.9476 \times 280} = 2.99 \text{ cm}^2$$

❖ en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13832.7}{14.2 \times 25 \times 28^2} = 0,0138$$

$$\mu = 0,0138 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \beta = 0.993, \alpha = 0.0174$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33854.83}{348 \times 0.993 \times 280} = 1.43 \text{ cm}^2$$

4.4.1.2. Vérification a (ELS):

- en travai : $M_t = P_s \times L^2/24 = 24895 \times 3.1^2/24 = 9968.37 \text{ N.m}$
- En appuis : $M_a = P_s \times L^2/12 = 24895 \times 3.1^2/12 = 19936.75 \text{ N.m}$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

❖ en appuis :

$$\gamma = 1.387$$

$$\bar{\alpha} = 0.443$$

$$\alpha = 0,131 < \bar{\alpha} = 0,443 \rightarrow \text{(C.V)}$$

❖ en travée :

$$\gamma = 1,387$$

$$\bar{\alpha} = 0.444$$

$$\alpha = 0,0174 < \bar{\alpha} = 0,444 \rightarrow \text{(C.V)}$$

➤ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (art A.4.2)

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage minimale** : BAEL91 (art B.6.4)

- $A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$
- $A'_{\min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale** : RPA99

- $A_{\min}^{RPA} = 0,5 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$
- $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$
- $A = 3,75 \text{ cm}^2$

4.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{53545,83}{250 \cdot 280} = 0,765 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,765 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm}$$

soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

4.4.3. Espacement des armatures transversales : RPA99

$$\diamond \text{ Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\diamond \text{ Dans la zone courante : } S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$$

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

$$\diamond \text{ La longueur de la zone nodale : } L' = 2 \cdot h = 60 \text{ cm}$$

4.4.4. Vérification de flèche :

$1/ L/h > 1/16 \rightarrow 30/310 = 0.096 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$

$2/ 0.4 \cdot b \cdot d / f_c > A_s \rightarrow 700 > 375 \dots\dots\dots C.V$

4.5. Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$M_t = M_a \text{ (escalier)} = 10650 \text{ N.m}$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

4.5.1. Contraintes tangentes de torsion :

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

$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$ (formule de Rausch)

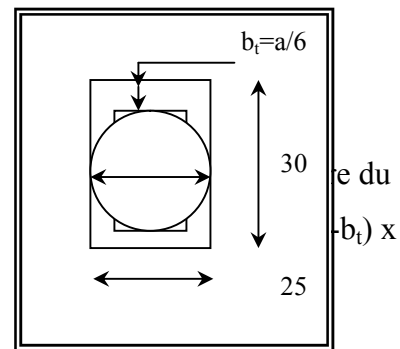
T_u : moment de torsion ($T_u = 10650 \text{ N.m}$)

$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$

contour à mi-épaisseur.

$(b - b_t) = 538,12 \text{ cm}^2$

$\tau_u = \frac{10650}{2 \cdot 4,167 \cdot 538,12} = 2.37 \text{ MPa}$



FigIII.14 : Schéma de torsion de poutre palier

4.5.2. Résistance en torsion et flexion :

- $\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2$ (Section pleine)
- $\tau_t^2 + \tau_v^2 = (2.37)^2 + (0.765)^2 = 6.202 \text{ MPa}$
- $\tau_t^2 + \tau_v^2 = 6.202 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10.56 \text{ MPa}$ (C.V)

4.5.3. Les armatures longitudinales :

$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$

- μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace .
- $\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$
- $A_l = \frac{93.332 \cdot 10650 \cdot 100 \cdot 1.15}{2 \cdot 538.18 \cdot 400 \cdot 100} = 2.65 \text{ cm}^2$

4.5.4. Les armatures transversales :

$$\text{➤ } A_t = \frac{10650 \cdot 15 \cdot 1.15}{2 \cdot 538.18 \cdot 400} = 0,42 \text{ cm}$$

4.6. Section minimale des armatures :

$$1) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow 2,73 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,25 \times 400}{4,167 \times 15} = 2,68 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

4.7. Les armatures totales :

4.7.1. Armatures longitudinales :

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

⇨ **Nappe supérieure :**

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 3,75 + 2,65/2 = 5,075 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_\ell^{tot} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

⇨ **Nappe inférieure :**

$$A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 1,325 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_\ell^{tot} = 3\text{T}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

4.7.2. Armatures transversales:

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_t = 3 \text{Ø} 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

4.7.3. État limite de déformation :

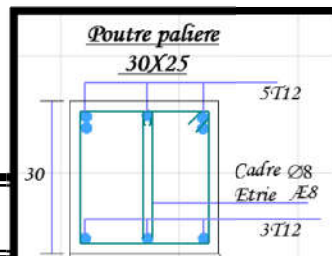
$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{110} = 0,272 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{30}{110} = 0,272 > 0,085 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,19}{25 \times 28} = 0,0088 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots (\text{C.V})$$

✓ Les (3) conditions sont vérifiées,

donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



FigIII.15 : Ferrailage de poutre palier

5. Les balcons

Type (1) : Etage courant :

5.1.Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$\ell_x = 3.7 \text{ m}, \ell_y = 1.1 \text{ m}$$

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable donc à l'ELS :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $e=16 \text{ cm}$.

5.1.1. Charge permanente:

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Isolant phonique	0,02	8500	170
3	Plancher dalle pleine	0,16	25000	4000
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				$g_1 = 4870$

TabII.16: charge permanente de balcon de E.C

- $g_1 = 4870 \text{ N/m}^2$ (charge permanents)

5.1.2. Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

-D'après le DTR BC.2.2 page 36 ; on a :

On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée

5.1.3. Murs extérieurs :

Enduit extérieu	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (10 cm)	$0.10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$

Vide d'air ($e_p=5$ cm)	/
Briques creuses (15 cm)	$0.15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur	$0.015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
Σ	Total = 408 kg/m^2

TabII.17:le poids propre de mur de E.C

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0,16 = 2,90\text{m}$

On prend une bande de 1 m.

$$P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot 1$$

$$P = 408 \times 2.90 = 1183.2 \text{ kg/m}$$

5.1.4. Calcul des sollicitations :

$$M_{\mu} = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot \frac{L^2}{2} + 1,35.p.L$$

$$= (1,35 \times 4870 + 1,5 \times 3500) \cdot \frac{1.10^2}{2} + 1,35 \times 11832 \times 1.1$$

$$M_{\mu} = 24724.342 \text{ N.m.}$$

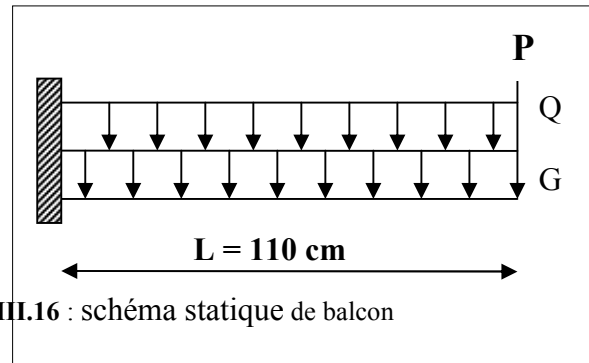
$$T_{\mu} = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot L + 1,35.p$$

$$= (1,35 \times 4870 + 1,5 \times 3500) \times 1.1 + 1,35 \times 11832$$

$$T_{\mu} = 28980.15 \text{ N.}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \cdot \frac{L^2}{2} + p.L$$

$$M_{ser} = 18079.05 \text{ N.m.}$$



FigIII.16 : schéma statique de balcon

5.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3$ cm ; $d = h - C = 16 - 3 = 13$ cm.

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{24724.342}{14,2 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,103 < \mu_l = 0,392.$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,103 \rightarrow \alpha = 0,1376 \rightarrow \beta = 0.945.$$

$$A = \frac{M_{\mu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{24724.342}{348 \cdot 0,945 \cdot 13} = 5.783 \text{ cm}^2.$$

5.3. Vérification :

5.3.1. Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité :** BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

- **Percentage minimal:**

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (5,783, 1,57, 1,6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 5,783 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 6\text{T}12 = 9,23 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{\text{ad}}/4 = 9,23/4 = 2,3075 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{T}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min (38 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L < 33 \text{ cm} ; \text{ soit : } S_L = 15 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4 \cdot h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_r \leq 45 \text{ cm}. \quad \text{Soit : } S_r = 35 \text{ cm}.$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$V_\mu = 28980,15 \text{ N}.$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b \cdot d} = \frac{28980,15}{1000 \cdot 130} = 0,022 \text{ MPa}.$$

Comme la fissuration est peu nuisible avec : $\alpha = 90^\circ$.

$$\bar{\tau}_\mu = \min (0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} > \tau_\mu = 0,022 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.3.2. Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{\mu}}{M_{ser}} = \frac{24724.342}{18079.05} = 1,3675 \approx 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435.$$

$$\alpha = 0,19085 < 0,435 \rightarrow (C.V).$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

5.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > 0.1 \quad (Mt = M) \dots \dots (c.v)$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots (c.v)$$

$$\triangleright \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.42}{F_e} \Rightarrow 0.0071 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \dots \dots (c.v)$$

✓ Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

Type (2) : Etage terrasse

$$\ell_x = 3.7 \text{ m}, \ell_y = 1.1 \text{ m}.$$

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable donc à l'ELS :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a : $L = 1,1 \text{ m} \Rightarrow 9,33 \leq e \leq 14$

On prend un épaisseur de : **e = 16 cm.**

5.1. Charge Permanente:

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20000	800
2	Etanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,02	4000	80
4	Béton de pente	0,05	22000	1100
5	Plancher dalle pleine	0,16	25000	4000
6	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 6200

TabII.18: charge permanente de balcon de terrasse

$$g_1 = 6200 \text{ N/m}^2 \text{ (charge permanents).}$$

5.2. Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2.$$

-D'après le DTR BC.2.2 page 36 ; on a : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée

5.3. Murs extérieurs :

Enduit extérieur	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (10 cm)	$0.10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
Vide d'air ($e_p = 5 \text{ cm}$)	/
Briques creuses (15 cm)	$0.15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur	$0.015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
Σ	Total = 408 kg/m^2

TabII.19: le poids propre de mur de terrasse

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.16 = 2.90 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot 1 \quad P = 408 \cdot 2.90 = 1183.2 \text{ kg/m}$$

5.4. Calcul des sollicitations

$$M_{\mu} = (1.35G + 1.5Q) \cdot \frac{L^2}{2} + 1.35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1.35 \times 6200 + 1.5 \times 1500) \cdot \frac{1.10^2}{2} + 1.35 \times 1183.2 \times 1.1$$

$$M_{\mu} = 23995.62 \text{ N.m.}$$

$$T_{\mu} = (1.35G + 1.5Q) \cdot L + 1.35 \cdot p$$

$$= (1.35 \times 6200 + 1.5 \times 1500) \times 1.1 + 1.35 \times 1183.2$$

$$T_{\mu} = 27655.2 \text{ N.}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \cdot \frac{L^2}{2} + p \cdot L$$

$$M_{ser} = 17673.7 \text{ N.m.}$$

5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23995.62}{14.2 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.0999 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0999 \rightarrow \alpha = 0.1320 \rightarrow \beta = 0.947.$$

$$A = \frac{M_{\mu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23995.62}{348.0 \cdot 0.947 \cdot 13} = 5.6 \text{ cm}^2.$$

5.5. Vérification :**5.5.1. Vérification à l'E.L.U :**

- **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 .b.d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 .100 .13 \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 .$$

- **Percentage minimal :**

$$A_L \geq 0,001 .b.h = 0,001 .100 .16 = 1.6 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (5.6, 1.57, 1.6) \text{ cm}^2 .$$

$$A = 5.6 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit: } A = 6T12 = 9.23 \text{ cm}^2 .$$

- **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{\text{ad}}/4 = 9.23/4 = 2.3075 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } A_r = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

A) armature longitudinale

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (38 ; 33) \text{ cm} .$$

$$S_L < 33 \text{ cm} ; \text{ soit : } S_L = 15 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} .$$

$$S_r \leq 45 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } S_r = 35 \text{ cm} .$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$T_\mu = 27655.2 \text{ N} .$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b.d} = \frac{27655.2}{1000.130} = 0,2127 \text{ MPa} .$$

Comme la fissuration est peu nuisible avec : $\alpha = 90^\circ$.

$$\bar{\tau}_\mu = \min (0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} > \tau_\mu = 0,2127 \text{ MPa} \rightarrow CV .$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.5.2. Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{\mu}}{M_{ser}} = \frac{23995.62}{17673.7} = 1,3577$$

$$\alpha \leq \frac{1,3577 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4288.$$

$$\alpha = 0,4288 < 0,435 \rightarrow (C.V).$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

5.6. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > 0 \quad (Mt = M) \dots \dots \dots (c.v)$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.42}{Fe} \Rightarrow 0.0071 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \dots \dots \dots (c.v)$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

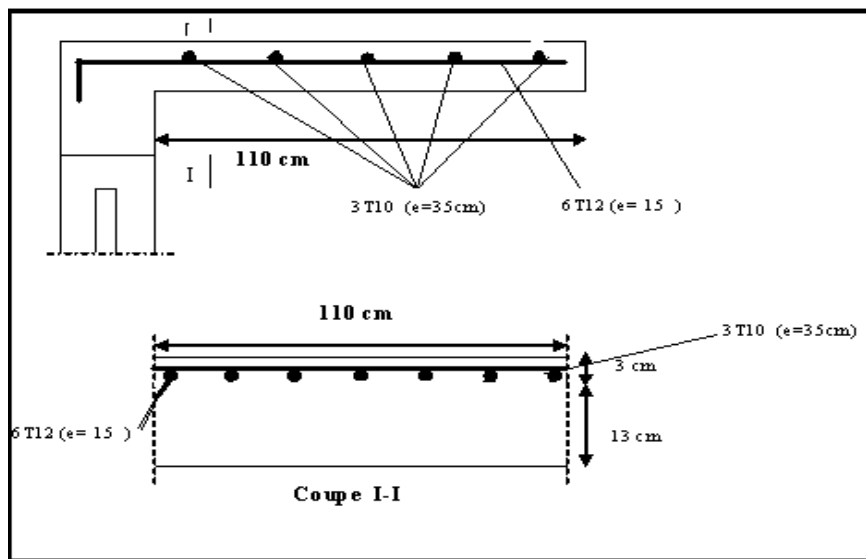
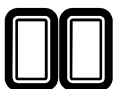


Fig.III.17 : Ferrailage de balcon



Chapitre IV :

Etude dynamique



Etude sismique :

- Introduction :

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

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

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

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+7) à usage mixte 'd'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles mixte', est implanté à SETIF, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme zone sismicité (Zone IIa : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

❖ Objectif de l'étude dynamique:

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

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

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

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter Une structure. On citera :

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

1.1- Méthode statique équivalente:

1.1.1. Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par Un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés a ceux de l'action Sismique.

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

1.1.2. Demain d'application:

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

1.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

1.2.1. Principe:

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

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

1.2.2. Demain d'application:

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

1.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

1.3.1. Principe:

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

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

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

2.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**, Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

2.2. Description de logiciel ROBOT :

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

2.3. Buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- **ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges D'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

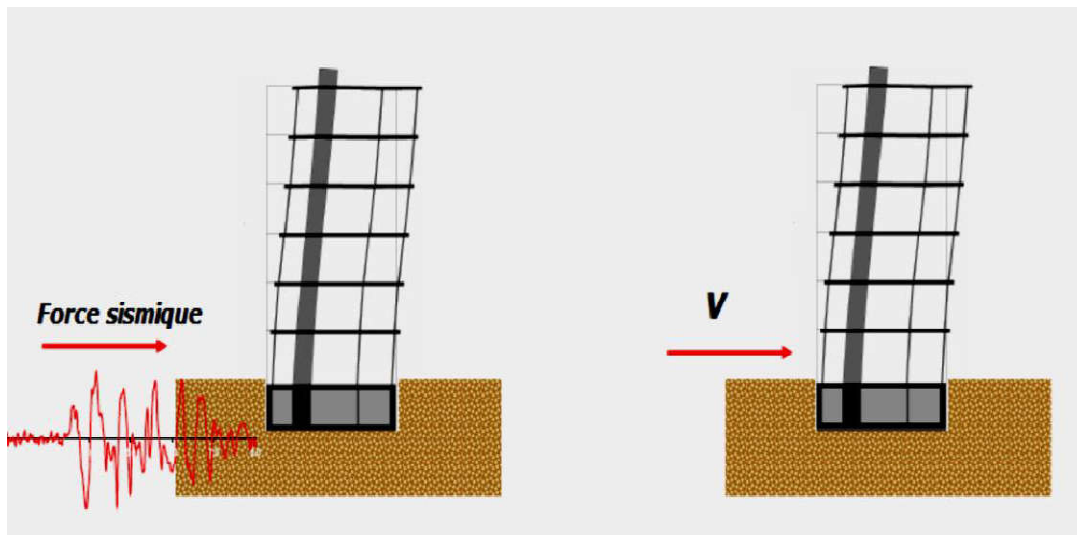


Fig. IV.1. Simulation de la force sismique.

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

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

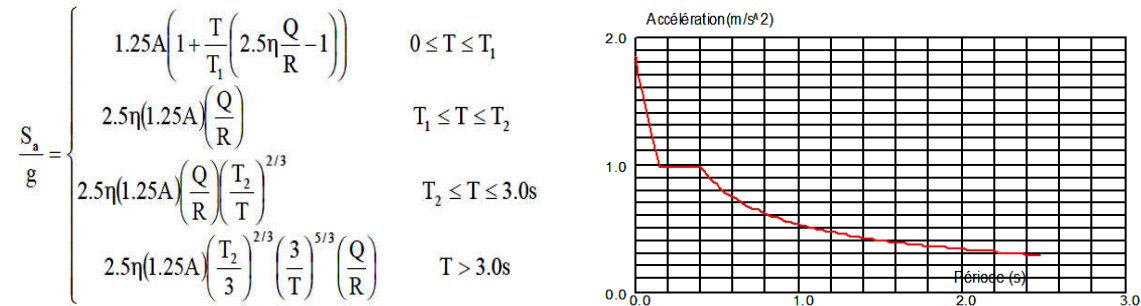


Fig. IV.2 :Spectre de Réponse.

- **A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) .
- **η**:Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%.
- $\eta = \sqrt{ \left(\frac{7}{2 + \xi} \right) } \geq 0.7$.
- **ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) .
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) .
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) .
- **Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

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

- $\xi = 7\%$ Donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}}$, $\eta = 0.88$
- **A**= 0.15 Zone IIa (tableau 4.1).
- **R** = 5 (Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99.
- **T1** = 0.15 sec, **T2** = 0.40 sec (Tableau 4.7 RPA99 – v2003).
- **Q** : sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣPq**: Tableau 4.4 RPA99-v2003

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

Tab.IV.1 :valeurs des pénalités .

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1.20$.

2.5. Nombre de modes à considérer: D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

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

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

2.6. Analyse de la structure :

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

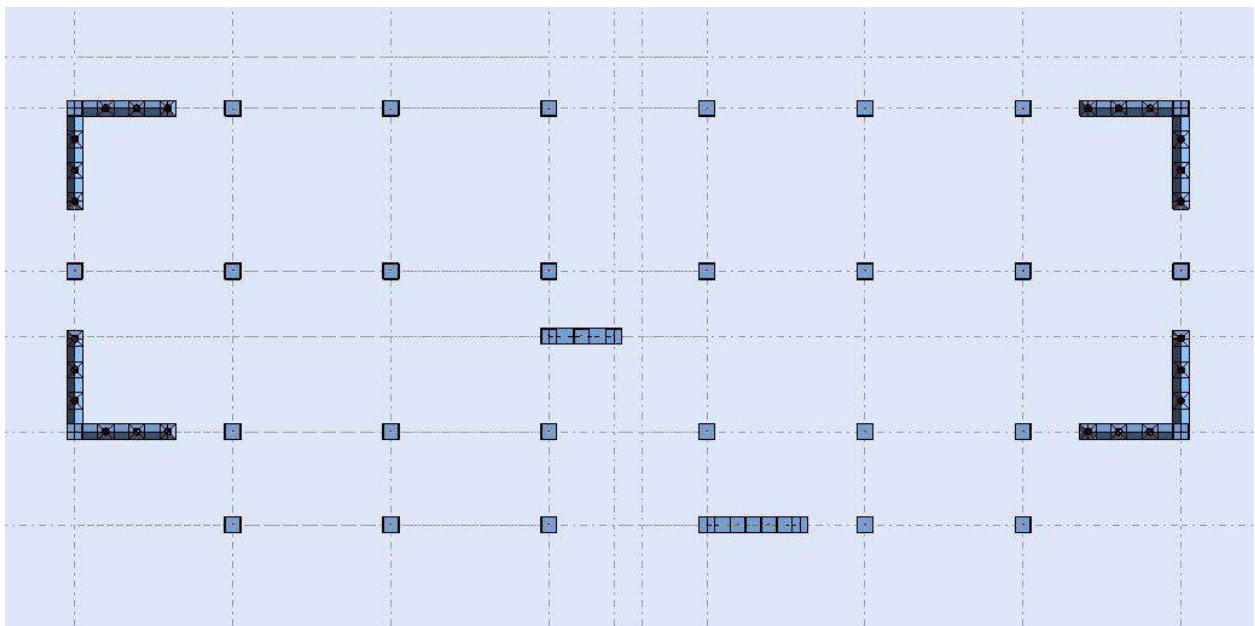


Fig.IV.3 : la position des voiles.

❖ Périodes et facteurs de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1.76	0.57	71.98	0.22	71.98	0.22
5/ 2	1.82	0.55	72.30	74.16	0.32	73.94
5/ 3	2.75	0.36	73.31	75.10	1.01	0.95
5/ 4	6.29	0.16	73.41	88.53	0.10	13.42
5/ 5	6.44	0.16	88.22	88.63	14.81	0.10
5/ 6	9.98	0.10	88.28	88.75	0.06	0.12
5/ 7	12.92	0.08	88.28	94.24	0.01	5.50
5/ 8	13.69	0.07	94.01	94.25	5.73	0.01
5/ 9	20.97	0.05	94.03	96.99	0.02	2.74
5/ 10	21.21	0.05	94.04	97.07	0.00	0.08

Tab.IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique modale .

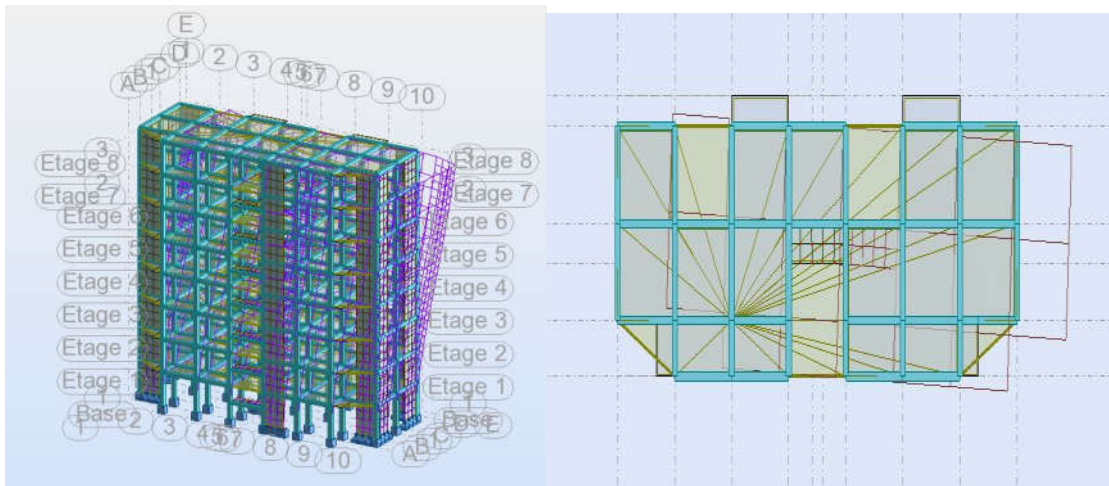


Fig.IV.4 :Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

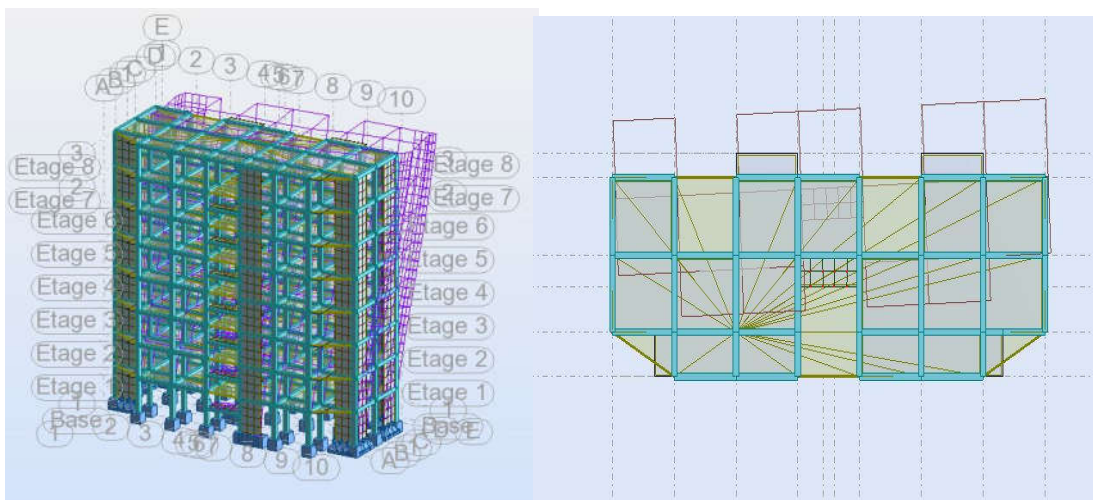


Fig.IV.5 :Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

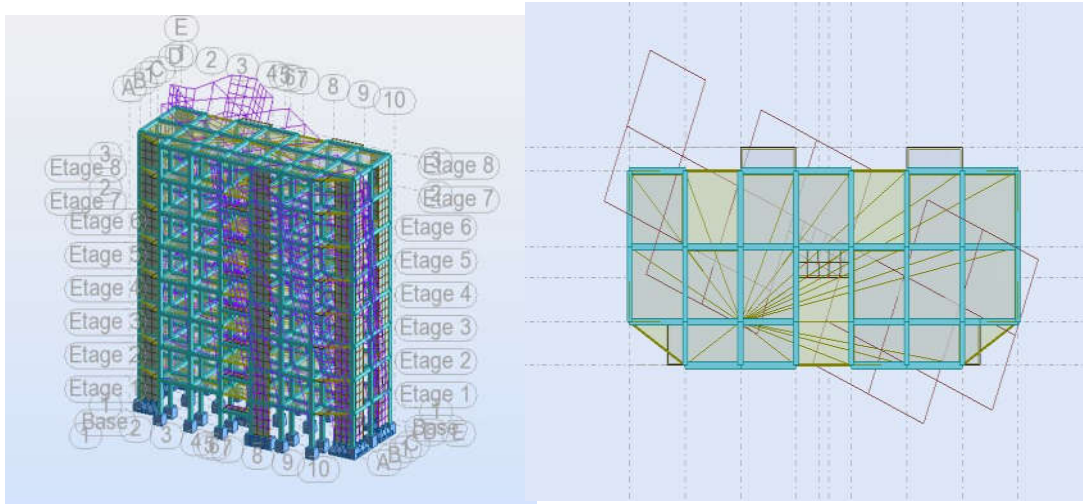


Fig. IV.6 :Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

❖ **Conclusion :**

❖ on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

❖ le 1er mode est un mode translation selon l'axe X ($UX=71.98\%$) de participation de masse modale.

❖ le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y ($UY=73.94\%$) de participation de masse modale.

❖ le 3eme mode est mode torsion pure.

❖ on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

3. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule : $K=F_t \sum_{i=1}^n F_i$

3.1.Sens longitudinal:

Etage	FX(KN)	FX sur les Poteau (KN)	FX sur les voiles (KN)
RDC	632.03	172.88	459.15
1	616.76	175.30	441.46
2	583.16	207.07	376.09
3	537.39	214.42	322.97
4	476.25	206.51	269.74
5	397.75	189.23	208.52
6	333.09	185.24	147.85
7	191.89	171.64	20.25

Tab.IV.3 : Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

3.2. Sens transversal:

Etage	FY(KN)	FY sur les Poteau (KN)	FY sur les voiles (KN)
RDC	689.02	173.29	515.73
1	642.11	182.80	459.31
2	607.94	207.52	400.42
3	558.71	207.58	351.13
4	292.44	192.64	299.80
5	409.82	168.82	241.0
6	310.87	139.05	171.82
7	194.59	133.27	61.32

Tab.IV.4 : Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

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

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

3.3. Dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT) :

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 12010.95KN.
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 2160.43 KN

➤ $\frac{Fz_{voile}}{Fz_{total}} = \frac{2160.43}{12010.95} = 0.18\% \leq 20\%$ **Condition vérifié**

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

- Sens-x :

➤ $\frac{Fx_{poteau}}{Fx_{total}} = \frac{172.88}{632.03} = 0.27\% > 25\%$ **Condition vérifié.**

- Sens-y :

➤ $\frac{Fy_{poteau}}{Fy_{total}} = \frac{173.29}{689.02} = 0.251\% > 25\%$ **Condition vérifié.**

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

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

3.4. Effort tranchant de la base :

$Vx=632.03t ; Vy=689.02 t$

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :**

- **Résultante des forces sismiques à la base :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $Vt > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens

de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... **Vt=Vx=632.03kN**
- Effort sismique dans le sens Y..... **Vt =Vy= 689.02KN.**

4. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

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

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

- **V** : Effort tranchant a la base.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone

Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone **II a**, Groupe **2 A = 0.15**

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab. IV.5 : coefficient d'accélération de zone A.

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

- **T2** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.
- **\eta**: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

- ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

Projet fin d'étude (R+7)
2020

72

- $\xi = 7 \%$ Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab .IV.6 : Valeurs de $\xi(\%)$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.57 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.55 \text{ s}$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

- **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux(N).
- **CT**: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** : $CT = 0,050$

- **D**: la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$T = 0.05 * (25.08)^{3/4} = 0.56 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 * 25.08}{\sqrt{23.8}} = 0.46 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 * 25.08}{\sqrt{8.95}} = 0.75 \text{ sec}$$

Alor : $T = T_x = 0.46 \text{ sec}$

$$T_{ex}/T(\text{dyn}) \leq 1.3 \dots\dots 0.46/0.55 = 0.83 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$T_{ey}/T(\text{dyn}) \leq 1.3 \dots\dots 0.75/0.57 = 1.3 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

❖ **D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale: $T_x = 0.46 \text{ s}$ (**$T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$**) .
- Sens transversale : $T_y = 0.75 \text{ s}$ (**$T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$**) .

Donc: $T_x = 0.46 \text{ s}$, $T_y = 0.75 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.40.46)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_x = 2.00$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.40.75)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_y = 1.45$$

_ **Q** : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

On trouve : **Q=1.2**

_ **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99

Structure mixte (Portique et voile) =====> **R= 5.**

_ **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

_ **W_{Gi}**: Poids dû aux charges permanentes

_ **W_{Qi}** : La charge d'exploitation

_ **β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Pour un bâtiment a usage d'habitation (β= 0.20).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

<i>Calcule automatique (robot)</i>	
<i>Etage</i>	<i>Masse</i>
RDC	126763.36
1	126763.36
2	126763.36
3	126763.36
4	126763.36
5	126763.36
6	126763.36
7	153302.37
Σ	1040645.89

Tab .IV.7 : le poids total de la structure

Donc : $W = 1040645.89 \text{Kg} = 10406.4589 \text{KN}.$

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

❖ Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W (kN)	V Statique(KN)
Longitudinal (XX)	0.15	5	2	1.2	10406.4589	749.27
Transversal (YY)	0.15	5	1.45	1.2	10406.4589	543.22

Tab .IV.8 : résultat des forces sismiques statiques

- **Sens longitudinal:** $V_{dyn}/V_{stat}=0.84 > 0.8$ C.V.
- **Sens transversal:** $V_{dyn}/V_{stat}= 1.26 > 0.8$ C.V.

❖ Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

- F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

- F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = (V - F_t) \times W_i \times h_i / \sum (W_j \times h_j)$$

Avec :

- V : Effort horizontal revenant au niveau i.
- □ i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.
- □ j : Niveau du plancher quelconque i.
- W_j : Poids revenant

➤ $V_x = 632.03 \text{ KN}$, $F_t = 0.07 \times 0.57 \times 5 = 0.1995$

Niveau	W_i	h_i	$V_x - F_t$	$W_i * h_i$	F_i
RDC	126763.36	3.06	631.83	387895.88	18.19
1	126763.36	6.12	631.83	775791.76	36.38
2	126763.36	9.18	631.83	1163687.64	54.57
3	126763.36	12.24	631.83	1551583.5	72.76
4	126763.36	15.30	631.83	1939479.4	90.96
5	126763.36	18.36	631.83	2327375.2	109.15
6	126763.36	21.42	631.83	2715271.17	127.34
7	153302.37	24.48	631.83	3752842.01	176.00
			$\sum V_x - F_t$	13 473056.32	

Tab .IV.9 : Distribution de la résulté de forces sismiques V_x selon la hauteur

➤ $V_y = 689.02 \text{ KN}$, $F_t = 0.07 \times 0.55 \times 5 = 0.1925$

Niveau	W_i	h_i	$V_x - F_t$	$W_i * h_i$	F_i
RDC	126763.36	3.06	688.82	387895.88	19.82
1	126763.36	6.12	688.82	775791.76	39.64
2	126763.36	9.18	688.82	1163687.64	59.46
3	126763.36	12.24	688.82	1551583.5	79.28
4	126763.36	15.30	688.82	1939479.4	99.10
5	126763.36	18.36	688.82	2327375.2	118.92
6	126763.36	21.42	688.82	2715271.17	138.75
7	153302.37	24.48	688.82	3752842.01	191.77
$\sum V_x - F_t$				13473056.32	

Tab .IV.10 : Distribution de la résulté de forces sismiques V_y selon la hauteur

5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

- δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.
- δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .
- Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteurde l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$$

Avec : h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible (égale à (1% $h_e = 0,01 h_e$).

❖ **Sens Longitudinal:**

Niveau	$\delta_{ekx}[\text{cm}]$	$\delta_k = d_r U_x[\text{cm}]$	$\Delta_{adm} = 1\% h_e[\text{cm}]$	$\delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3.06	C.V
1	0.7	0.5	3.06	C.V
2	1.3	0.6	3.06	C.V
3	2.0	0.7	3.06	C.V
4	2.7	0.7	3.06	C.V
5	3.3	0.6	3.06	C.V
6	3.9	0.6	3.06	C.V
7	4.4	0.5	3.06	C.V

Tab. IV.11 :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

❖ Sens Transversal:

Niveau	δe_k [cm]	$\delta K = drU_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ 1% h_e [cm]	$\delta K < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	0.3	3.06	C.V
1	0.8	0.5	3.06	C.V
2	1.4	0.6	3.06	C.V
3	2.0	0.6	3.06	C.V
4	2.6	0.6	3.06	C.V
5	3.2	0.6	3.06	C.V
6	3.7	0.5	3.06	C.V
7	4.1	0.4	3.06	C.V

Tab. IV.12. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (YY).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC : } \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \text{Étage courant : } \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Donc** : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99-v2003 : (Art:5.9) (Page : 63)

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

❖ Sens Longitudinal:

Etage	W [KN]	Pk	Δk [m]	VX [KN]	hk [m]	Θ	≤ 0.1
7	1533.0237	1533.0237	0.001	18.19	3.06	0.027	C.V
6	1267.6336	2800.6573	0.001	54.57	3.06	0.016	C.V
5	1267.6336	4068.2909	0.001	109.14	3.06	0.012	C.V
4	1267.6336	5335.9245	0.001	181.9	3.06	0.0095	C.V
3	1267.6336	6603.5581	0.001	272.86	3.06	0.0079	C.V
2	1267.6336	7871.1917	0.001	382.01	3.06	0.0067	C.V
1	1267.6336	9138.8253	0.001	509.35	3.06	0.0058	C.V
RDC	1267.6336	9306.4589	0.001	632.03	3.06	0.0048	C.V

Tab.IV.13 :Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

❖ Sens transversal:

Etage	W [KN]	Pk	Δk [m]	VX [KN]	hk [m]	Θ	≤ 0.1
7	1533.0237	1533.0237	0.001	19.82	3.06	0.025	C.V
6	1267.6336	2800.6573	0.003	59.46	3.06	0.046	C.V
5	1267.6336	4068.2909	0.005	118.92	3.06	0.055	C.V
4	1267.6336	5335.9245	0.006	198.2	3.06	0.0527	C.V
3	1267.6336	6603.5581	0.007	297.3	3.06	0.0508	C.V
2	1267.6336	7871.1917	0.006	416.12	3.06	0.037	C.V
1	1267.6336	9138.8253	0.005	554.87	3.06	0.026	C.V
RDC	1267.6336	9306.4589	0.003	689.02	3.06	0.013	C.V

Tab.IV.14 :Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens transversal >.

- Alors : $\Theta k \leq 0.1$

✓ Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

7. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

-Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales : $M_s = W \times L/2$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=10.05m.
- Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$*M_r = \sum F_i \times h_i$$

❖ Sens Longitudinal :

$$M_s = W \times L / 2 = 10407.31 \times 10.05 / 2 = 52296.73 \text{ KN.m}$$

etage	F _i	H _i	F _i * H _i
RDC	18.19	3.06	55.66
1	36.38	6.12	222.6
2	54.57	9.18	500.95
3	72.76	12.24	890.58
4	90.96	15.3	1391.69
5	109.15	18.36	2003.99
6	127.34	21.42	2727.622
7	176	24.48	4308.48
Mr_x = ∑ F_i × h_i =			12101.57

Tab. IV.15 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{52296.73}{12101.57} = 4.32 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

❖ Sens Transversal:

$$M_s = W \times L / 2 = 10407.31 \times 23.8 / 2 = 123846.989 \text{ KN.m}$$

etage	F _i	H _i	F _i * H _i
RDC	19.82	3.06	60.65
1	39.64	6.12	242.60
2	59.46	9.18	545.84
3	79.28	12.24	970.38
4	99.10	15.3	1516.23
5	118.92	18.36	2183.37
6	138.75	21.42	2972.02
7	191.77	24.48	4694.53
Mr_x = ∑ F_i × h_i =			13185.98

Tab. IV.16 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{123846.98}{13185.98} = 9.39 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

✓ **DONC :** La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens

8. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

8.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.). Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$\mathbf{XG} = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad \mathbf{YG} = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

8.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$\mathbf{e}_{cj} = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{I_{jy}}; \quad \mathbf{e}_{cj} = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .
- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

8.3. L'excentricité: L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$\mathbf{e}_x = X_{cm} - X_{cr} \quad ; \quad \mathbf{e}_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

8.3.1. L'excentricité Théorique:

$$\mathbf{e}_x = |X_{cm} - X_{ct}| \quad ; \quad \mathbf{e}_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

- \mathbf{e}_x : Excentricité théorique suivent x.
- \mathbf{e}_y : Excentricité théorique suivent y.

8.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Donc:

- Sens-X : $\mathbf{e}_{_Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 10.05 \Rightarrow \mathbf{e}_{_Acc} = 0.502\text{m}$
- Sens-Y : $\mathbf{e}_{_Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 23.8 \Rightarrow \mathbf{e}_{_Acc} = 1.19\text{ m.}$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59).

❖ Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	e _x [m]	e _y [m]
R.D.C	126763.36	12.09 4.66 3.00	11.90 4.27 2.18	1.19	0.45
1	126763.36	12.09 4.66 6.06	11.90 4.27 5.24	1.19	0.45
2	126763.36	12.09 4.66 9.12	11.90 4.27 8.30	1.19	0.45
3	126763.36	12.09 4.66 12.18	11.90 4.27 11.36	1.19	0.45
4	126763.36	12.09 4.66 15.24	11.90 4.27 14.42	1.19	0.45
5	126763.36	12.09 4.66 18.30	11.90 4.27 17.48	1.19	0.45
6	126763.36	12.09 4.66 21.36	11.90 4.27 20.54	1.19	0.45
7	153302.37	12.13 4.52 24.48	11.90 4.38 23.64	1.19	0.45

Tab. IV.17 :Caractéristiques Massique de la Structure

❖ Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

<i>Etage</i>	<i>L_x [m]</i>	<i>L_y [m]</i>	<i>e_x [m]</i>	<i>e_y [m]</i>
R.D.C.	23.8	8.95	1.19	0.45
1	23.8	8.95	1.19	0.45
2	23.8	8.95	1.19	0.45
3	23.8	8.95	1.19	0.45
4	23.8	8.95	1.19	0.45
5	23.8	8.95	1.19	0.45
6	23.8	8.95	1.19	0.45
7	23.8	8.95	1.19	0.45

Tab. IV.19 :L'excentricité Accidentelle des Etages.

9. conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (étude Des éléments structuraux).

Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

1. Les combinaisons d'actions :

• Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q :

- $1,35G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

• Règlement RPA 99(V2003):

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

- $G + Q \pm E$ (1)
- $0,8G \pm E$ (2)

❖ **Pour le portique :**

- **Les poteaux :**

- À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)
- À l'ELS : $G + Q$
- $G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)
- $0,8 G \pm E$

Sachant que : • La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- **Les poutres :**

- À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)
- À l'ELS : $G + Q$
- $G + Q \pm E$ (RPA99 v2003)
- $0,8G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif.

- **Les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99v2003)
- $0.8G \pm E$

2. Le ferrailage :

2.1. Les poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$ en travée.

Selon RPA99/2003 :

- $G + Q \pm E$ sur appui
- $0.8G \pm E$en travée

3.1.1. Recommandation RPA99/version2003:

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les fores latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

3.1.2. Ferrailage longitudinale des poutres :

❖ *Pour les poutres principales :*

- $S = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

$\emptyset \geq \square/10$, $\emptyset \geq 35/10 = 3.5\text{cm}$, $c \geq 1 + \emptyset/2$, $c \geq 1 + 3.5/2 = 2.75\text{cm}$

• $C = 3\text{cm}$

❖ *Pour les poutres secondaires (chinages) :*

- $S = 30 \times 30 \text{ cm}^2$.

$\emptyset \geq \square/10$, $\emptyset \geq 30/10 = 3 \text{ cm}$, $c \geq 1 + \emptyset/2$, $c \geq 1 + 3/2 = 2.5\text{cm}$,

- $C = 2.5\text{cm}$

- $f_{su} = f_e E 400 \text{ Mpa}$

❖ *Vérifications nécessaires pour les poutres :*

• *Condition de non fragilité :*

- $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$ (BAEL91.A.4.2) .
- $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1/400 = 1.16\text{cm}^2$ Poutre principale .
- $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 27.5 \times 2.1/400 = 1\text{cm}^2$ Poutre secondaire.

• *Le pourcentage minimal d'armature :*

- *Selon BAEL91 :*

- $A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b$ (BAEL91.B.6.4)
- $A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 35 \times 30 = 1.05\text{cm}^2$ poutre principale
- $A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 30 \times 30 = 1\text{cm}^2$ poutre secondaire

- *Selon PPA99/2003 :*

- $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h$ (art. 7.5.2.1)
- $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$ pour la poutre principale
- $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$ pour la poutre secondaire

3.1.3. calcul le ferrailage:

3.1.3.1. En Travée :

- **E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)**

	$M \text{ (N.m)}$	μ	μl	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
<i>Poutre principale</i>	23680	0.054	0.392	0.069	0.972	2.19
<i>Poutre secondaire</i>	38680	0.124	0.392	0.166	0.933	4.41

- E.L.S : Combinaison (G + Q).

	$M_U (N.m)$	$M_{ser} (N.m)$	α	γ	α	Condition
<i>Poutre principale</i>	23680	17470	0.069	1.35	0.425	C.V
<i>Poutre secondaire</i>	38680	28070	0.166	1.37	0.425	C.V

- Tableau Récapitulatif:

	$A_{cal}(cm^2)$	A_{min}	$A_{min}^{RPa}(cm^2)$	A_{min}^{BAEL}	A_{max}	A_{adopt}
)	(cm ²)		(cm ²)		(cm ²)
<i>Poutre principale</i>	2.19	1.16	5.25	1.05	5.25	3T14+2T10=6.19
<i>Poutre secondaire</i>	4.41	1	4.5	1	4.5	3T14=4.62

- 3.1.3.2. Sur Appuis :

- Combinaison (G + Q + E).

	$M (N.m)$	μ	μl	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
<i>Poutre principale</i>	66790	0.153	0.392	0.208	0.916	6.54
<i>Poutre secondaire</i>	23060	0.074	0.392	0.096	0.961	2.55

- Tableau Recapitulatif:

	A_{cal}	A_{min}	$A_{min}^{RPa}(cm^2)$	A_{min}^{BAEL}	A_{max}	A_{adopt}
	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)		(cm ²)
<i>Poutre principale</i>	6.54	1.16	5.25	1.05	6.54	3T14+2T12=6.88
<i>Poutre secondaire</i>	2.55	1	4.5	1	4.5	3T14=4.62

- 3.1.3.3. Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1) :

- Les Poutres Principales :

❖ $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.1 \geq 1/16 = 0.0625$ cv

❖ $A/b.d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 0.00707 \leq 4.2/400 = 0.0105$ cv

❖ $h/L \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.1 \geq 0.85M_t/10M_0 = 0.085$ cv

- Les Poutres Secondaires :

❖ $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.096 \geq 1/16 = 0.0625$ cv

❖ $A/b.d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 0.00605 \leq 4.2/400 = 0.0105$ cv

❖ $h/L \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.096 \geq 0.85M_t/10M_0 = 0.085$ cv

3.1.3. Ferrailage des armatures transversales :

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

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \tau$ avec :

$\tau = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau = \min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = V_u^{\max} / b \times d \leq \tau = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$$

• Poutre principale : $V_u^{\max} = 70.81\text{KN. m}$

$$\tau_u^{\max} = 70810 / 300 \times 320 = 0.74\text{Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

• Poutre secondaire : $V_u^{\max} = 59.53\text{KN. m}$

$$\tau_u^{\max} = 84240 / 300 \times 270 = 0.73\text{Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

❖ **Disposition constructives :**

1. Les Poutres principales:

• En zone nodale :

$$st \leq \min \{ \square / 4 ; 12\phi_1 \} \Rightarrow st = 10\text{cm}$$

• En dehors de la zone nodale :

- $st \leq \square / 2$ $\begin{cases} st1 = 35 / 2 = 17.5\text{cm} \\ st2 = 30 / 2 = 15\text{cm} \end{cases}$
- $st \leq \min \{ 0.9d ; 40\text{cm} \}$ $\begin{cases} st1 \leq \min \{ 28.8 ; 40 \} \text{cm} \\ st2 \leq \min \{ 24.3 ; 40 \} \text{cm} \end{cases}$

$$st1 = st2 = 15\text{cm}$$

- **Les armatures transversales :**

❖ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4 b_0} \rightarrow At \geq \frac{0.4 St \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $At = 0,003 \cdot St \cdot b$
- $At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Soit : $At = 1.35 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = \underline{\underline{1.51 \text{ cm}^2}}$

2. Les Poutres Secondaires :

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

- $St \leq \min (h/4; 12\phi_i; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm.}$

- St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

- $St \leq h/2 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

-h: la hauteur de la poutre.

- $St \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$, $St \leq \min (24.3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

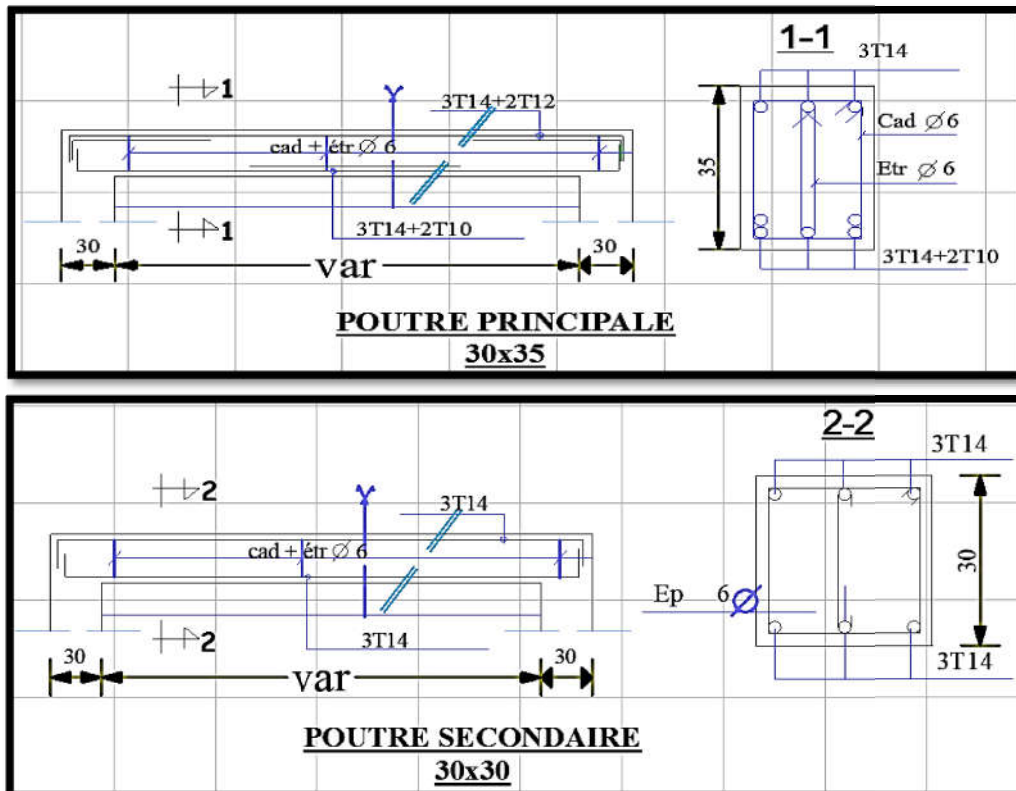
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 St \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$
- $A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$



Le Ferrailage des poutres

2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

b. calcul du ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

(B) (A)

- Le Moment fictif : $M_A = M_g + N \left(d - \frac{h}{2}\right)$

2.1. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

• **Selon le BAEL :**

- ELU : 1,35G + 1,5 Q

- EL.S : G + Q

• **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (M max → N corr)

- 0,8 G ± E (N min → M corr)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U

- Recommandation de (RPA 2003) :

- 1/ Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 % .
- 2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante. 6 % en zone de recouvrement.
- 3/ Diamètre minimum : 12mm.
- 4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

2.2. Armatures transversales :

• **BAEL91 (art A.8.1, 3) :**

- 1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \phi_l / 3$
- 2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$
- 3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_t}$ en \square est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

• **RPA99(VER2003):**

- 1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.

- h_1 : Hauteur totale de la section brute.

- f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $St \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante: $St \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2.3. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d’actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d’après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D’après le **(RPA99ver 2003) art.5.2** :

- $G + Q \pm E$ (5-1)

- $0.8 G \pm E$ (5-2)

D’après le **BAEL 91** :

- $1.35 G + 1.5 Q$

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes

- $N_{\max} : M_{\text{correspondent}}$

- $N_{\min} : M_{\text{correspondent}}$

- $M_{\max} : N_{\text{correspondent}}$

➤ **Exemple de calcul** :

Soit le poteau du RDC (dimension 30×40) :

$c = c' = 4\text{cm}$; $s = 30 \times 40(\text{cm})$; acier $F_e E40$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
798.46	1.42	42.77	96.93	3.48	15.34	579.41	1.03

- Ferrailage longitudinal :

- $N_{\text{Max}} = 798460 \text{ N}; M_{\text{corr}} = 1420 \text{ N.m}$

- $M_{\text{MAX}} = 42770 \text{ N.m}$; $N_{\text{corr}} = 96930 \text{ N}$

- $N_{\text{Min}} = 3480 \text{ N}$; $M_{\text{corr}} = 15340 \text{ N.m}$

(ELU):

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **“EXPERT B.A”**

Le système EXPERT est un logiciel adimensionner les différents types des éléments de structures.

$A^{\text{ELU}} = 2.8 \text{ cm}^2$

- Vérification des sections :RPA (99ver2003)

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8\% (h \times b) = 0.008(30 \times 40) = 9.6 \text{ cm}^2 \text{ Zone IIa}$$

- Condition de non fragilité :BAEL91 art A.4.2 28 2

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 300 \cdot 370 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A^{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
ELU	2.8	9.6	1.34	4HA16=8.04
G+Q+E	6.3			+
0.8G+E	5.1			2HA12=2.26

- Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 60.25 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- $\tau = V/bd = \frac{60250}{300 \cdot 370} = 0.54 \text{ mpa}$
- $\tau_{\text{lim}} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$
- ❖ $\tau = 0.54 < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$

-Calcul d'armature transversale:

*** Selon (RPA99 version 2003) :** les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t \cdot \rho \cdot V_u}{S_t \cdot h \cdot f_e}$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=400 \text{ MPa}$).
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.
 - $\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.
 - $\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g > 5$.

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau.
- $\lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$
- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.
- l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 \times L$) Dans notre cas

$$\lambda_g = (2.142/0.3 \text{ ou } 2.142/0.4) = (5.355 \text{ ou } 7.14) > 5 \text{ alors } \rho_a = 2.5$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ En zone IIa RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]

en prend: t = 10 cm

La zone courante : ($S_t \leq 15\phi_l$)..... En zone Iia RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

-En prend : $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

-Alors :

en zone nodale :

$$- \text{At} = \frac{\rho_s V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{2.5 \cdot 60250}{30 \cdot 400} \cdot 0.1 = 1.25$$

$$- \text{At} = 1.25 \text{ cm}^2$$

en zone courant :

$$- \text{At} = \frac{\rho_s V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{2.5 \cdot 60250}{40 \cdot 400} \cdot 0.15 = 1.41$$

$$- \text{At} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit (2 cadre HA8) , $\text{At} = 1.57 \text{ cm}^2$

-Vérification des cadres des armatures minimales :

• **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale. $\frac{\text{At}}{S_t \cdot b}$ (%) $\begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolé entre les valeurs limites précédentes

Dans :

❖ **la zone nodale** : t = 10 cm

$$A_t / S_t \cdot b \geq 0.3\% = 1.25 / 10 \times 30 = 0.41\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow \text{At} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

❖ **la zone courant** : t = 15 cm

$$A_t / S_t \cdot b \geq 0.3\% = 1.41 / 15 \times 30 = 0.31\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow \text{At} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

BAEL91 : (art A.8.1,3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \phi/3$

$$\phi_t \geq \phi/3 = 20/3 = 6.66\text{mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \phi/3$ Condition Vérifiée

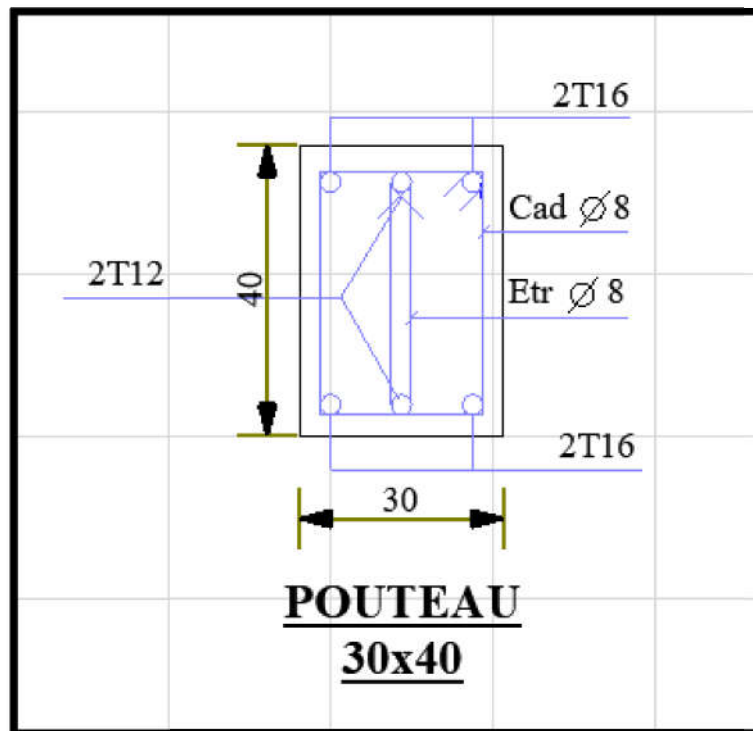
2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 60\text{cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{POT} (cm^2)$	$A_{CAL}(Cm^2)$	$N_{mbr} \text{ des barres}$	$A_{adapt}(cm^2)$
30*40	9.6	4HA16 + 2HA12	10.3



Ferrailage de poteau

3.Ferraillage Des Voiles :

3.1. Voiles pleins :

3.1.1. Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées cidessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

3.1.2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant.

Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- ϕ : Diamètre des barres horizontals.

- Règles communes : Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ❖ $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - ❖ $S \leq 30\text{cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassé 1/10de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible .
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

3.1.3. Armatures transversaux :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingle au nombre au moins de quatre par mètre carré.

3.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

❖ Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapas de calcul :

- Détermination de la nature de la section
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $h/6$).
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment a l'effort normal ($e = N/M$).

▪ Calcul des sections suivant leurs natures :

section entièrement tendue :

on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$\text{❖ } a_1 = (h/2) - c + e$$

$$\text{❖ } a_2 = (h/2) - c - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2 \text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} - A'}{\sigma_2}$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\}$$

Pour les voiles pleins.

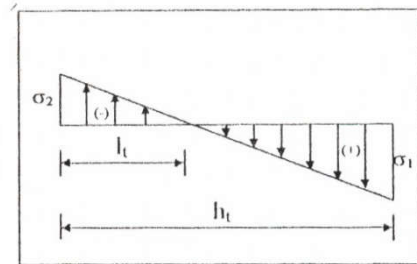


Fig.1

❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

4. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

• $N = 0,8 N_G \pm N_E$

• $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

• $N = N_G + N_Q \pm N_E$

• $M = M_G + M_Q \pm M_E$

5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la

combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL' niveau RDC (L=2m) : **G+Q+E**

<u>Niveau</u>	<u>N(KN)</u>	<u>T(KN)</u>	<u>M(KN.m)</u>
<u>R.D.C</u>	138.14	102.61	287.94

- h=2 m ; c= 5cm
- d= h-c = 1.95m ; a=0,15m

$$M_{\text{max}} = 287.94 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 138.14 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{287940}{138140} = 2.084 \text{ m}$$

- $A = (0.337 h - 0.81 c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$
- $A = (0.337 \times 200 - 0.81 \times 5) \times 15 \times 200 \times 14.2$
- $A = 2698710 \text{ KN.m}$
- $B = N_u (d - c') - M_{ua}$
- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 287.94 + 138.14 (1.95 - 2/2) = 419.173 \text{ KN.m}$
- $B = 138.14 (1.95 - 0.05) - 419.173 = -156.70 \text{ KN}$.

❖ **B < A** ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

6. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.15}{2} = 1.5$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2} = 0.765 \leq 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

7. Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion composée :

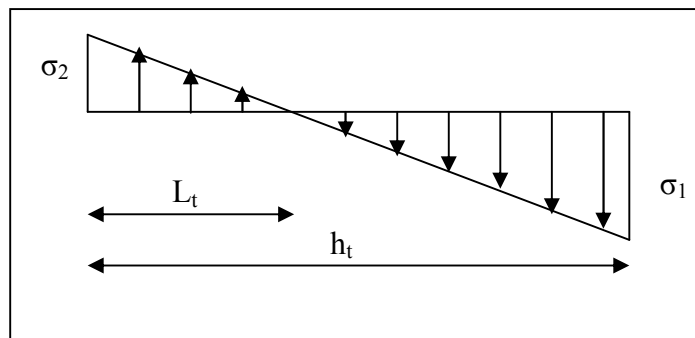
Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **“EXPERT B.A”**

Le système EXPERT est un logiciel à dimensionner les différents types des éléments de structures.

$A^{ELU} = 8.6 \text{ cm}^2$

7.1. L'armature verticale minimale

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de *Navier Bernoulli*



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{138.14 \times 10^3}{150 \times 2000} + \frac{6 \times 287.94 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{138.14 \times 10^3}{150 \times 2000} - \frac{6 \times 287.94 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = -2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.84 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 2.52 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

* Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = 8.6 \text{ cm}^2$

* En zone courante : $h' = h - 2l_t > 0$

$$A_{min 2} = 0.001 . b . h' = 0.001 \times 15 \times (2000) = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c < A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 8.6 + 3 = 20.2 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 20.2 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003) :

$$S < \min(1,5 . a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

Choix d'armature :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{20.2}{2} = 10.1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } A_{nap1} = 5\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 10.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 5\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 10.21 \text{ cm}^2$$

7.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 102.61 \times 10^3}{150 \times 2000} = 0.48 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

- a : épaisseur du voile (a = 15 cm)
- h : longueur totale de la section tout (h = 200 cm)

7.3.. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

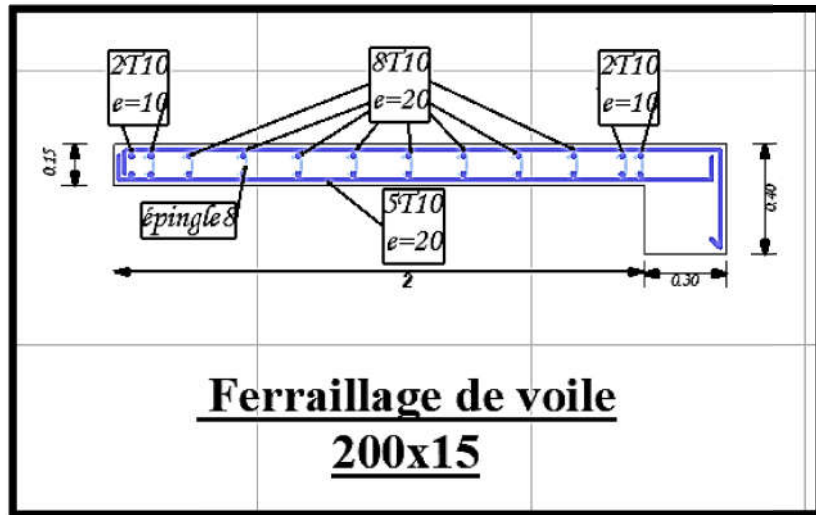
Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$



Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

Introduction :

s fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble

s éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

▪ **Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

1. Etude des fondations :

1.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$\sigma_{sol} = 1.80\text{bars}$.

1.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

Choix de type de fondation :



Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.8 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : (Le radier général)

2. Etude de Radiers :

2.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

- ✓ Avantages de la semelle unique :
- ✓ diminution des risques de tassement.
- ✓ très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3. Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante

(supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Justification :

Si $\frac{S_{semelle}}{S_{total}} \geq 50\%$ (Radier général)

-Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}}$$

$N_{ser} = 579.41 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars} = 180 \text{ KN/m}^2$, $a = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

- $\frac{a}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 = \frac{A}{B}$ $A = 1.33B$

- $\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A \times B}$ $\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{1.33 \times B^2}$

- $B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{1.33 \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{579.41}{1.33 \times 180}} = 1.55 \text{ m}$ \Rightarrow on prend : **$B = 1.7 \text{ m}$**

- $A = 1.33B = 1.33 \times 1.7 = 2.26 \text{ m}$ \Rightarrow on prend : **$A = 2.3 \text{ m}$**

Donc la surface des semelle est : $S_{semelle} = 30 \times 1.7 \times 2.3 = 117.3 \text{ m}^2$

-Surface du bâtiment total:

$S_{total} = L_x \times L_y = (23.8 \times 8.05) + (2 \times 17) = 225.59 \text{ m}^2$

Alors $\frac{S_{semelle}}{S_{total}} = \frac{117.3}{225.59} \times 100\% = 51.9\% > 50\%$ **(Radier général)**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour **un radier général** comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

2.4. Combinaison D'action :

- ✓ Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- ✓ Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- ✓ Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

2.5. Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

✓ Sous voiles : $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

- h_r : Épaisseur du radier.
- L_{max} : le plus grand travail.

$L_{max} = 200 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_r \leq 40 \text{ cm}$

En prend : **$h_r = 70 \text{ cm}$**

✓ Sous poteaux :

- **La dalle** :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$

\Rightarrow Une hauteur minimale de 25 cm

- **la nervure** :

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$

L_{max} : distance maximal Entre deux files successives.

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$L_e \geq \frac{2 L_{max}}{\pi}$

L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 3.4$.

L_e : longueur élastique.

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E \times I}{K \times b}}$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen (K = 40 MN / m³).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 3,4 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 3,4^4}{E \pi^4}} = 0,43 \text{ m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

- ✓ $h_r = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.
- ✓ $h = 50 \text{ cm}$ dalle
- ✓ $b = 55 \text{ cm}$ longueur de nervure

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = 3,1 \geq 2,16 = \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

2.6. Calcul de la surface minimale du radier:

▪ **Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 23953,8 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 17382,3 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{23953,8}{1,33 \times 180} = 100,05 \text{ m}^2$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{17382,3}{1,33 \times 180} = 72,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 225,59 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 100,05 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

- L_{x1} : longueur en plan (23,8 m).
- L_{y1} : largeur en plan (8,95m).

❖ **Calcul de débordement D:**

- $D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0,7 \text{ m}$

On prend $D = 0.4$ m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 225.95 + 0.4 \times 2 \times (23.8 + 8.95) = 252.15 \text{ m}^2$$

❖ **Poids du radier :**

- $G = (S' \times h \times \gamma_{ba})$

$$G = (252.15 \times 0.7 \times 25) = 4412.62 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action**

$$N_u = 23953.8 + 1.35 (4412.62) = 29910.83 \text{ KN}$$

$$N_s = 17382.3 + 4412.42 = 21794.72 \text{ KN}$$

3. Vérifications de radier :

3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma} \mid 4 \text{ mpa} \right\}$$

Avec : $b = 100$ cm , $d = 0.9h = 45$ cm

$$\tau_u^{max} = q_u \times \frac{L^{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L^{max}}{2} = \frac{29910.83 \times 1}{252.15} \times \frac{3.4}{2} = 201.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{201.66}{1000 \times 450} = 0.45 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité à L'ELU.

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

_ N_u : Charge revenant plus chargé.

_ μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

➤ **Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicité et avec $e = 15$ cm.

- $\mu_c = 2 \times (0.15 + 2 + (2 \times 0.70)) = 7.1 \text{ m}$

- $N_u = 210.51 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 3727.5 \text{ KN}$ (C.V)

➤ **Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicité.

- $\mu_c = 2(0.30 + 0.4 + (2 \times 0.70)) = 4.2 \text{ m}$

- $N_u = 798.46 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 2205 \text{ KN}$ (C.V)

✓ **Donc :** La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

3.3. Vérification de l'effort de sous pression : Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

- $G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 252.15 \times 10 \times 1.8 = 6808.05 \text{ KN}$
 - G : Poids total du bâtiment à la base du radier $= N_G + G_{radier}$.
 - α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$.
 - γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).
 - Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$).
 - ✓ $G_T = 17382.3 + 4412.42 = 21794.72 \text{ KN} > 6808.05 \text{ KN} \quad \dots \text{C.V}$
- ⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure

3.4. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$\triangleright e = \frac{M}{N} \leq L/4$$

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale.
- $N_{total} = 21794.72 \text{ KN}$, $M_x = 1172.09 \text{ KN.m}$, $M_y = 1511.49 \text{ KN.m}$

	<i>Sens(X-X)</i>	<i>Sens (Y-Y)</i>
<i>N_{total}(KN)</i>	21794.72	21794.72
<i>M(KN.m)</i>	1172.09	1511.49
<i>e(m)</i>	0.054	0.053
<i>L/4(m)</i>	5.95	2.3
<i>condition</i>	vérifier	vérifier

❖ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

- $I_{x-x} = b \times \square^3 / 12 = 5223.36 \text{ m}^4$
- $I_{y-y} = b \times \square^3 / 12 = 1132.78 \text{ m}^4$

❖ Le centre de gravité :

- $X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i$
- $Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i$

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment	ex	ey
xg	9.60	9.21	0.4	
yg	6.84	6.44		0.4

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

- $\sigma_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 180 = 239.40 \text{ KN/m}^2$

- $X_g = 9.60 \text{ m}$, $Y_g = 6.84 \text{ m}$

➤ **Tableau de résultat :**

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	5223.36	21794.72	1172.09	252.15
Y-Y	1132.78	21794.72	1511.49	252.15

➤ **Tableau de vérification :**

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
X-X	143.37	136.70	141.70	226.10	C.V
Y-Y	141.44	138.63	140.74	226.10	C.V

4. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de ($\alpha = l_x / l_y$) et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>En travée</i>	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<i>Sur appui</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant :

<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$
$q_u = 30537.64 / 252.15$	$q_{ser} = 22320.70 / 252.15$
$q_u = 119.78 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 87.55 \text{ KN/m}^2$

Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du $(3.35 \times 3.4) \text{ m}^2$.

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU:** $\nu = 0$; $q_u = 119.78 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 3.35/3.4 = 0.98 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau: $\mu_x = 0.0393$, $\mu_y = 0.934$

- donc les moments sont:

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0393 \times 119.78 \times 3.35 = 77.21 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.934 \times 77.21 = 72.11 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 77.21 = 65.63 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 72.11 = 61.29 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 77.21 = 23.16 \text{ KN.m/ml}$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \emptyset \times 2 = 50 - 5 - 5 \times 2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - (x + \varphi_y)/2 = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{28} / f_c$$

Sens- X :

- $A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times 2.1/400 = 5.13 \text{ cm}^2$

Sens- Y :

- $A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times 2.1/400 = 5.13 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)

- $A\% \geq 0.001 \times b \times h = 5 \text{ cm}^2$

	<i>SENS X- X</i>		<i>SENS Y-Y</i>	
	<i>surappui</i>	<i>En travée</i>	<i>surappui</i>	<i>En travée</i>
$M_u (N \times m)$	23.163	65.628	23.163	61.294
μ	0.0149	0.0424	0.0193	0.0513
$\mu < \mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
$A_s' (cm^2)$	0,00	0	0,00	0
α	0.018	0.054	0.024	0.066
β	0.993	0.978	0.990	0.973
σ_s	348	348	348	348
$A_s (cm^2 / ml)$	2.03	5.84	2.32	6.24
$A_{smin} (cm^2 / ml)$	5.13	5.13	5.13	5.13
<i>Choix des barres/ml</i>	5HA12	5HA14	5HA12	5HA14
$A_{scores} (cm^2 / ml)$	5.65	7.70	5.65	7.70
<i>Espacement (cm)</i>	20	20	20	20

■ **l'ELS** : $v = 0.2$; $q_s = 87.55 \text{ KN/m}$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

A partir du tableau:

- $\mu_x = 0,0464$
- $\mu_y = 0,954$

- donc les moments sont:

- $M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 66.632 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 63.567 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 56.637 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 54.032 \text{ KN.m/ml}$.
- $Max = May = 0.3 \times M_x \Rightarrow 19.989 \text{ KN.m/ml}$.

Calcul des armatures:

	<i>SENS X- X</i>		<i>SENS Y-Y</i>	
	<i>surappui</i>	<i>En travée</i>	<i>surappui</i>	<i>En travée</i>
$M_{ser} (N \times m)$	19989	56637	19989	83570
μ	0.0129	0.0366	0.0167	0.0699
$\mu < \mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_{bc} (MPa)$	15	15	15	15
α	0.016	0.046	0.021	0.091
β	0.994	0.982	0.992	0.964
σ_s	201.63	201.63	201.63	201.63
$A_s (cm^2 / ml)$	3.02	8.67	3.45	11.82
$A_{smin} (cm^2 / ml)$	5.13	5.13	5.13	5.13
<i>Choix des barres/ml</i>	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
$A_{scores} (cm^2 / ml)$	6.79	12.06	6.79	12.06
<i>Espacement (cm)</i>	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{119.78 \times 3.4 \times 3.35}{2(3.4) + 3.35} = 164.86KN$$

$$\tau_u = \frac{164.86 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.458Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5Mpa$$

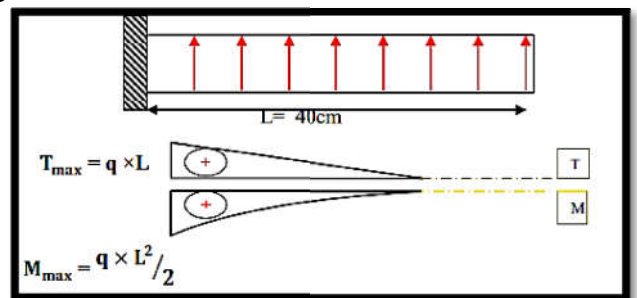
$$\tau_u = 0.458 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales

Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linier.

- h = 0.50m
- b = 1m
- d = 0.9 h = 0.45m



Presentation schématique :

■ L'ELU :

- $M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 119.78 \times (0.4)^2 / 2 = 9.58KN.m$

■ L'ELS : (fissuration préjudiciable) :

- $M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 87.555 \times (0.4)^2 / 2 = 7.4KN.m$

	M _{max}	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	9.58	0.005	0.006	0.998	0.76	4.35	5.65	5HA12
ELS	7	0.0003	0.0003	0.999	0.56	4.35	5.65	5HA12

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \tau_{u0} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}, \quad b = 1 \text{ m}, \quad d = 0,90 \text{ h} = 0,45 \text{ m}.$$

$$V_u = q_u \times L = 119,78 \times 0,4 = 47,91 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{47910}{1000 \cdot 450} = 0,106 \text{ Mpa} < \tau_{u0} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm}, \quad d = 65 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}, \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul des charges revenant à la nervure :

- $q_u = \frac{N_u}{S_r} = 119,78 \text{ KN/m}^2$
- $q_s = \frac{N_s}{S_r} = 87,55 \text{ KN/m}^2$

- **ELU**

➤ **Sens X-X:**

- $M_t = 82,52 \text{ KN.m}$ $M_a = 165,04 \text{ KN.m}$

➤ **Sens Y-Y :**

- $M_t = 81,86 \text{ KN.m}$ $M_a = 163,72 \text{ KN.m}$

- **ELS**

➤ **Sens X-X:**

- $M_t = 63,43 \text{ KN.m}$ $M_a = 126,87 \text{ KN.m}$

➤ **Sens Y-Y :**

- $M_t = 59,83 \text{ KN.m}$ $M_a = 177,29 \text{ KN.m}$

ferraillage de nervure a la ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	Section adoptée
X-X	Appuis	165.04	0.0698	0.091	0.9637	8.94	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	82.52	0.0349	0.043	0.9827	4.40	19.27	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	163.72	0.0692	0.092	0.9638	12.55	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	travée	81.86	0.0346	0.064	0.9743	6.11	19.27	20.61	4HA16+4HA20

ferraillage de nervure a la ELS:



Sens		M _u [KN.m]	μ _b	α	β	A _{cal}	A _{min}	A _{adoptée}	Section adoptée
X-X	Appuis	126.87	0.0680	0.088	0.9647	16.53	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	63.43	0.0340	0.043	0.9827	8.11	19.27	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	177.29	0.0497	0.064	0.9745	11.96	19.27	20.61	4HA16+4HA20
	travée	59.83	0.0309	0.039	0.9843	7.36	19.27	20.61	4HA16+4HA20

Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	237	1.67	C.V
Y-Y	242.55	1.63	C.V

Vérifications nécessaires pour les nerveux :

•Condition de non fragilité :

- A_{min} ≥ 0.23.b.d.f₂₈/f_c
 - A_{min} = 0.23 × 55 × 55 × 2.1/400 = 3.65cm²

•Le pourcentage minimal d'armature :

- Selon BAEL91 :
 - A_{Min}^{BAEL} ≥ 0.001 × b × h = 3.8 cm²
- Selon RPA99/2003 :
 - A_{Min}^{RPA} ≥ 0.005 × b × h = 17.27 cm²

•Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 \text{ Nous prenons : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

■ **Espacement des armatures transversales**

• En zone nodale :

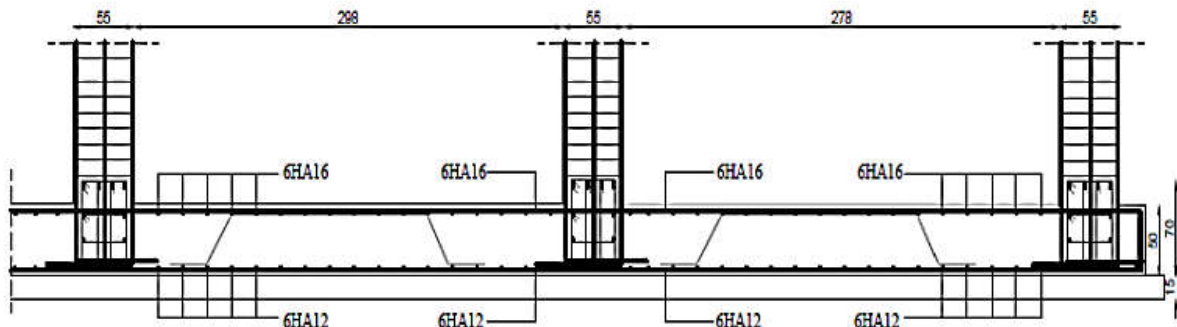
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow S_t \leq (17.5; 24) \rightarrow S_t \leq 15$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

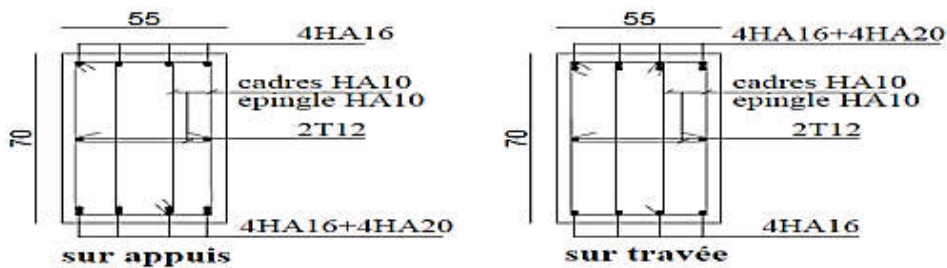
- $S_t = 15$ cm En zone nodale
- $S_t = 20$ cm En zone courante



ferrailage global de radie

NERVURE SENS X-X

Ech: 1/10



NERVURE SENS Y-Y

Ech: 1/10

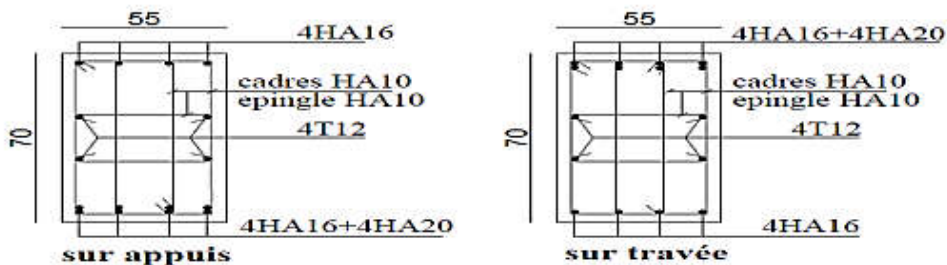


Fig .VI.07.ferrailage de nervure.

Conclusion général

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts ainsi que les règlements régissant le domaine étudié. Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

❖ D'une part **(stabilité)** le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

❖ Et d'autre part **(économie)** l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour obtenir une :

- ✓ structure de bonne stabilité
- ✓ structure économique

Donc c'est ma première expérience et c'est une étape très importante pour la vie d'un ingénieur.

Bibliographié & Règlements :

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérienne.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **RNV99** : règles neige et vent.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- Guide de calcul béton armé..... H.RENAUD.
- Calcul des structures en béton armé.....BELAZOUGUI.
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes... M. RILI /
SALHI
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL83.....PIERE CHARON.

Logiciels et programmes :

- ROBOT 2014.....Analyse des structures.
- ARCHICAD 2020.....Dessin.
- EXPERT.....Calcul De Ferrailage.
- WORD 2013.....Traitement du texte.

RESUME :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de setif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règles de calcul et vérifications du béton armé . (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose est : entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher). En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel ROBOT2014, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.