

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 و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment R+9 usage d'habitation contreventement mixte

Nom et Prénom de l'étudiant :
BENMALEK Abdelatif

Encadreur : Pr. MELLAS Mekki

Année universitaire : 2019 – 2020

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions notre encadreur **Mekki Mellas** dont l'aide et les conseils nous furent d'un grand secours lors l'élaboration de ce travail.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Sans oublier bien entendu tous les enseignants qui nous ont aidé tout au long de ce parcours avec leur savoir, leur science et leurs encouragements.

Nous remercions tous ceux qui de près ou de loin, directement ou indirectement, nous ont apporté conseils, assistance et soutien.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protèges et les gardes.

Mes frères et Mes sœurs

Enfin je ne pouvais terminer sans citer mes amis et tout mes camarades de la promotion 2019, mes fidèles compagnons de route.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+9) implantée à Bordj Bou Arreridj qui est classée comme une zone à moyenne sismicité IIa. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Robot. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

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

المخلص

يهدف هذا المشروع الي دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من (طابق ارضي + 9 طوابق) الواقعة في ولاية بوج بوعريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل في 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمومية والافقية مضمونة بواسطة العارضات الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة، الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج Robot، تحديد أبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر وأخيرا تم اجراء دراسة لبناء البنية التحتية عن طريق حساب الاساسات.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، عناصر مقاومة، جدران خرسانية، دراسة ديناميكية ومقاومة الزلازل.

Liste de figures

<i>Fig.I.1.Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié</i>	16
<i>Fig.I.2.Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	19
<i>Fig.I.3.Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}</i>	19
<i>Fig.I.4.Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance</i>	20
<i>Fig.I.5.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU</i>	21
<i>Fig.I.6.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS</i>	21
<i>Fig.I.7.Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU</i>	23
<i>Fig.II.1.Schéma de poutrelle</i>	25
<i>Fig.II.2 .Schéma de la dalle corps creux.</i>	26
<i>Fig.II.3.Coupedevoileenélévation</i>	29
<i>Fig.II.4.Schéma statique de l'escalier</i>	31
<i>Fig .II.5.Planché terrasse</i>	32
<i>Fig.II.6.Planche étage courant</i>	33
<i>Fig.II.7.Schéma de mur</i>	34
<i>Fig.II.8.Schéma statique de l'acrotère</i>	35
<i>Fig.II.9.Descente des charges</i>	37
<i>Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire</i>	38
<i>Fig.II.11.La surface afférente par poteau de rive</i>	50
<i>Fig.II.12.La surface afférente par poteau d'angle</i>	60
<i>Fig.III.1.Corps Creux</i>	73
<i>Fig.III.2.composition de plancher ceps creux</i>	74
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 1</i>	76
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 2</i>	81
<i>Fig.III.3.Schémas statiques de type 3</i>	83
<i>Fig.III.4.Ferraillage des planchers</i>	90
<i>Fig.III.5.Ferraillage de nervures</i>	91
<i>Fig.III.6.Ferraillage de la dalle de compression</i>	91
<i>Fig.III.7.schéma des charges équivalent</i>	93
<i>Fig.III.8.schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier</i>	94
<i>Fig. III.9.Schéma de ferraillage de l'escalier</i>	98
<i>Fig.III.9.1.Coupe Poutre palière</i>	103
<i>Fig. III 10.Schéma de ferraillage de la poutre palière</i>	104
<i>Fig.III.11.Schéma de balcon</i>	105
<i>Fig.III.12.Plan de ferraillage du balcon type (1)</i>	112
<i>Fig III. 13. Schéma statique</i>	113
<i>Fig III.14.Schéma statique</i>	115
<i>Fig III.15.Schéma de la section d'armature</i>	116
<i>Fig III .16.Ferraillage de l'acrotère</i>	121
<i>Fig IV.1.Modélisation de structure</i>	129
<i>Fig IV.2.Disposition des voiles</i>	129
<i>Fig IV.3.Déplacement sens X-X</i>	132
<i>Fig IV.4.Déplacement sens Y-Y</i>	134
<i>Flg V.1.Ferraillage depoteaux (50x50)</i>	149
<i>Fig V.2.Ferraillage des poutres principales</i>	159
<i>Fig V.3.Ferraillage des poutres secondaire</i>	159
<i>Fig.V.4.Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	161

<i>Fig.V.5.Ladispositiondesvoiles</i>	164
<i>Fig.V.6.Schéma de ferrailage des voiles</i>	169
<i>Fig.VI.1.Ferrailage de radier</i>	191
<i>Fig.VI.2.Ferrailage de longrine</i>	192
<i>Fig.VI.3.La dalle flottante</i>	194

Liste de tableaux

<i>Tab.I.1.Valeurs de la limite d'élasticité garantie, fe.</i>	22
<i>Tab.I.2.Tableau récapitulatifs</i>	26
<i>Tab.II.1.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	32
<i>Tab.II.2.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	33
<i>Tab.II.3.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.4.Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.5.Charges et surcharges</i>	36
<i>Tab.II.6.Charges et surcharges</i>	38
<i>Tab.II.7.Tableau Récapitulatif</i>	49
<i>Tab.II.8.Charges et surcharges.</i>	50
<i>Tab.II.9.Tableau Récapitulatif :</i>	59
<i>Tab.II.10.Charges et surcharges</i>	60
<i>Tab.II.11.Tableau Récapitulatif</i>	71
<i>Tab.III.1.Tableau Récapitulatif</i>	77
<i>Tab.III.2.Les moments de travées</i>	79
<i>Tab.III.3.Les moments d'Appuis</i>	79
<i>Tab.III.4.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.5.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.6.Les moments d'appuis</i>	81
<i>Tab.III.7.Les moments de travées</i>	82
<i>Tab.III.8.Les efforts tranchants ELU</i>	82
<i>Tab.III.9.Les efforts tranchants E.L.S</i>	83
<i>Tab.III.10. Les moments en appuis</i>	83
<i>Tab.III.11. Les moments de travées</i>	84
<i>Tab.III.12.Les efforts tranchants E.L.U</i>	84
<i>Tab.III.13.Les efforts tranchants E.L.S</i>	84
<i>Tab.III.14.les Moment et Les effort tranchant ELU et ELS</i>	85
<i>Tab.III.15. Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.16.Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.17.Tableau récapitulatif des résultats</i>	87
<i>Tab.III.18 .Charges et surcharges de Palier</i>	92
<i>Tab.III.19.Charges et surcharges de Paillasse</i>	93
<i>Tab.III.20.Tableau récapitulatif des résultats</i>	93
<i>Tab.III.21.Tableau récapitulatif</i>	94
<i>Tab.III.22.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.23.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.24.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.25.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.26.Tableau récapitulatif</i>	103
<i>Tab.III.27.Tableau récapitulatif</i>	109
<i>Tab.III.28.Tableau récapitulatif</i>	118
<i>Tab.IV.1.Coefficients d'accélération A</i>	124
<i>Tab.IV.2.Facteur de qualité « Q »</i>	125
<i>Tab.IV.3.Coefficient d'amortissement critique</i>	126

<i>Tab.IV.4. Tableau récapitulatif</i>	128
<i>Tab.IV.5. Vérification le période</i>	130
<i>Tab.IV.6. Vérification des forces sismiques</i>	131
<i>Tab.IV.7. Vérification des déplacements x-x</i>	133
<i>Tab.IV.8. Vérification des déplacements y-y</i>	134
<i>Tab.IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	136
<i>Tab.IV.10. Vérification de l'excentricité</i>	136
<i>Tab.V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	139
<i>Tab.V.1.3. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales</i>	140
<i>Tab.V1.4. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison</i>	141
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	145
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	148
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	150
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Nappe supérieure</i>	153
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	153
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	157
<i>Tab.V.5. Résumés des résultats</i>	158
<i>Tab V.5 sollicitations des voiles</i>	164
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	167
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	169
<i>Tab IV.1 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.2 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.3 Tableau récapitulatif des résultats</i>	179
<i>Tab IV.4 Tableau récapitulatif des résultats</i>	180
<i>Tab IV.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	181
<i>Tab IV.6 Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.7. Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.8. Tableau récapitulatif des résultats</i>	188

*Tab.IV.9. Tableau récapitulatif des résultats*188

List de Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.
A_s: Aire d'une section d'acier.
A_t : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
∅ : Diamètre des armatures
Q : Charge d'exploitation.
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
δ_s : Contrainte de traction de l'acier.
δ_b : Contrainte de compression du béton.
δ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
δ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
τ : Contrainte tangentielle.
β : Coefficient de pondération.
δ_{sol}: Contrainte du sol.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
V₀ : Effort tranchant a la base.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
N_{ser}: Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant, Période.
St : Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur.
F : Force concentrée.
f : Flèche.
f_{adm}: Flèche admissible.
D : Fiche d'ancrage.
L : Longueur ou portée.
L_f : Longueur de flambement.
W : Poids total de la structure.
d : Hauteur utile.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
M_u : Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}: Moment à l'état limite de service.
M_t : Moment en travée.
M_a : Moment sur appuis.
M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
I : Moment d'inertie.
f_i : Flèche due aux charges instantanées.
f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 ρ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.



SOMMAIRE

Introduction générale

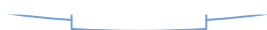
➤ **chapitre 1** : Présentation d'ouvrage

I-Introduction générale	16
II-Présentation du bâtiment	16
III-Caractéristiques mécaniques des matériaux	17

➤ **Chapitre 2** : Pré dimensionnement

I-Pré dimensionnement des éléments	25
I.1- Introduction	25
I.2-Planchers à Corps Creux	25
I.3- Poutres principales	27
I. 4- Les poutres secondaires	27
I.5-Les poteaux	28
I. 6-Les voiles	29
I. 7-Les Escaliers	30
II- La descente des charges	32
II.1- Evaluation de charges	32
II.2- La descente des charges du poteau	38

➤ **Chapitre 3** : Élément secondaires



I- Introduction	73
II-Etude du plancher	73
II –Calcul de L’escalier	92
III- Etude du balcon	105
V- Calcul de l’acrotère	113

➤ **Chapitre 4 : Etude sismique**

I- Introduction	123
II - Objectifs de l’étude dynamique	123
III- Choix de la méthode de calcul	123
IV- Présentation de la méthode modale spectrale	123
V- Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003	129
VI- Conclusions	137

➤ **Chapitre 5 : Ferrailage des éléments porteurs**

I- Introduction	139
II- Les combinaisons d’action	139
III- Ferrailage des poteaux	141
IV- Ferrailage des poutres	150
IV.1- Les poutres principales	151
IV.2- Les poutres secondaires	155
V- Ferrailage des Voiles	160

➤ **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

I- Introduction	171
II- Présentation de rapport de sol	171
III - Calcul des fondations	171
IV- Etude du radier	172
V-Longrine	192
VI- La dalle flottante	193

CONCLUSION GENERALE

LES ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination, dans chaque cas, la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Dans le cadre de préparation du projet de fin d'étude, pour avoir le diplôme de master en génie civil « calcul et contrôle technique des constructions », on a introduit la partie du contrôle et suivi sur chantier qui est une partie importante et fondamentale dans la formation des ingénieurs en génie civil. Cette partie contient toutes les étapes de suivi de réalisation d'un projet et tous les travaux de gros et seconds œuvres.

Dans la deuxième partie, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version2014) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

CHAPITRE I :

Présentation de projet

1. INTRODUCTION

Le travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de 9 étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible ; l'ouvrage sera implanté à la wilaya de **BORDJ BOU-ARRERIDJ** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de 10 niveaux chaque niveau contient deux logements(F4).

2.1. Caractéristiques Géométriques :

Les dimensions de la structure sont :

- Largeur en plan..... 16.97m
- Longueur en plan.....20.05m
- Hauteur de rez-de-chaussée..... 3.06m
- Hauteur d'étage courant..... 3.06m
- Hauteur totale de bâtiment..... 30.60m

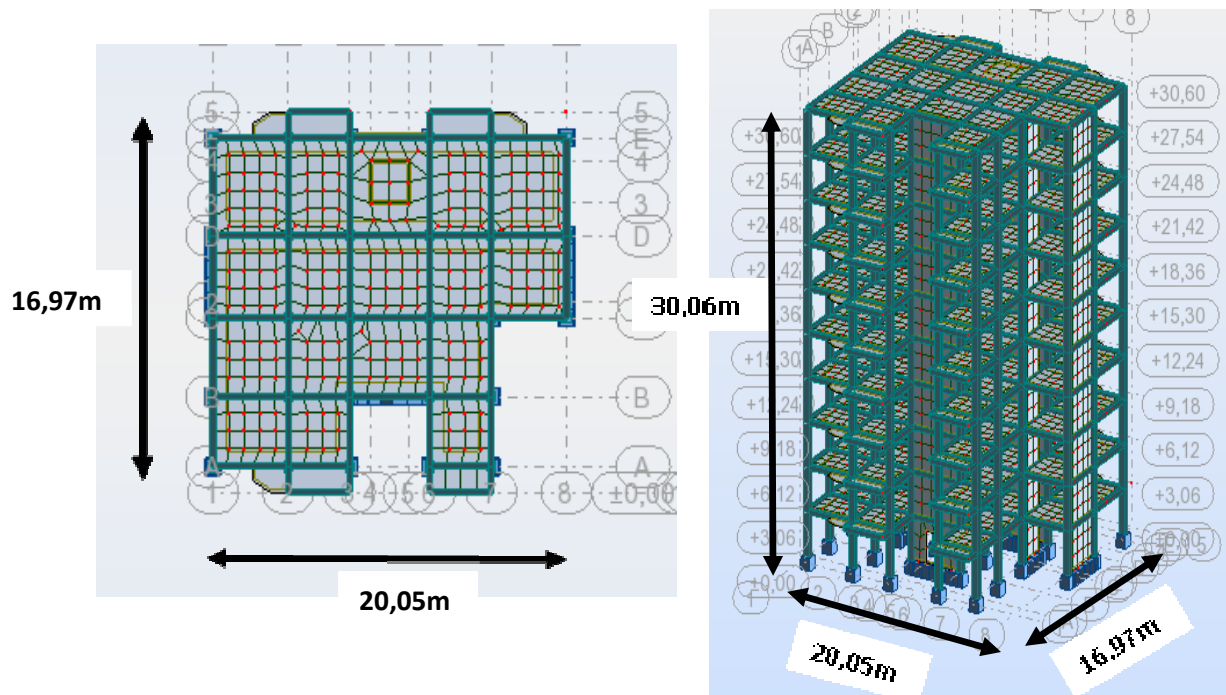


Fig.1.1: Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié.

OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ”.

2.2. Classification Du Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ groupe 2 ”, car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

2.3. Plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

2.4. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 9 étage, l'escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

2.5. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

3. Caractéristiques Mécanique Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

3.1. Béton

- **Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- 350Kg/m^3 de ciment CPJ 42.5.
- 400L/m^3 de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- 800L/m^3 de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$.
- 175L/m^3 d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

3.2. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression : BAEL91 (ART.A.2.1, 1)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes $16\text{cm} \times 32\text{cm}$.

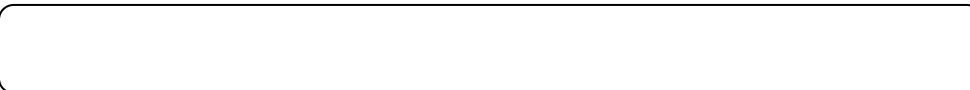
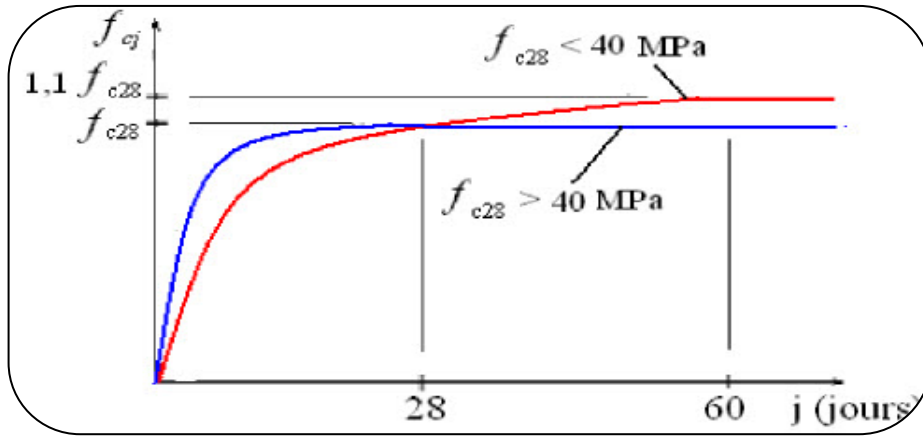
On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

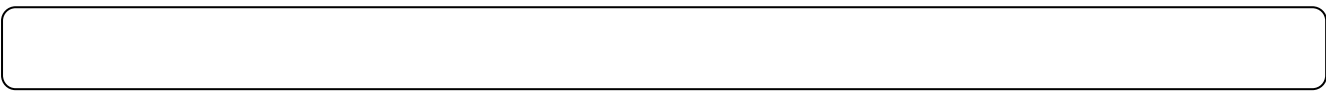
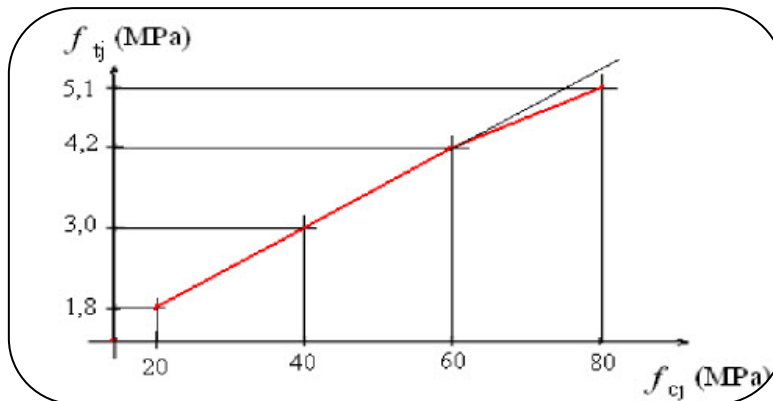
$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array}$$



b. Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1, 12)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$



c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1, 22)

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

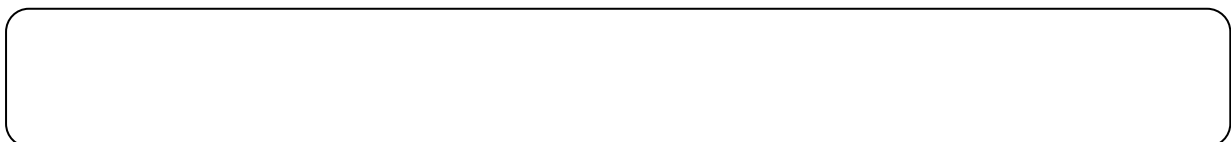
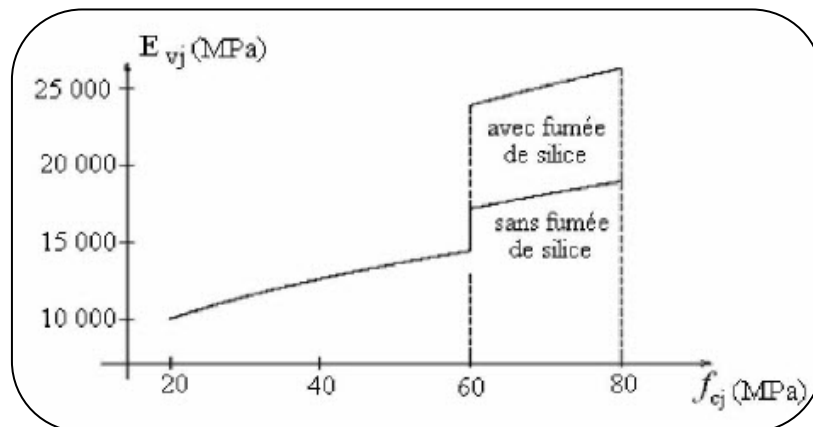
Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané : $E_{ij} = 3 E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$



d. Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1, 3)

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et

à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : **BAEL91 (ART. A.4.3, 41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle.

Sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

- $\epsilon_{bc1} = 2\%$

$$- \epsilon_{bc1} = \left\{ \begin{array}{ll} 3,5 \text{ \%} & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$$(4,5 ; 0,025f_{cj}) \% \quad \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\text{Ou : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

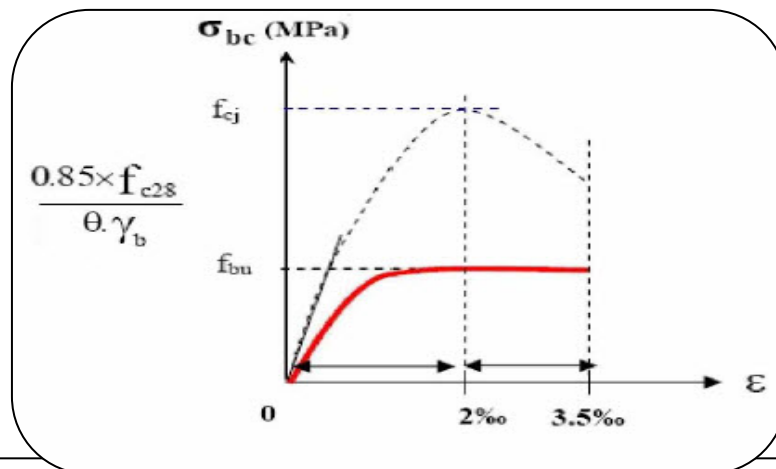


Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

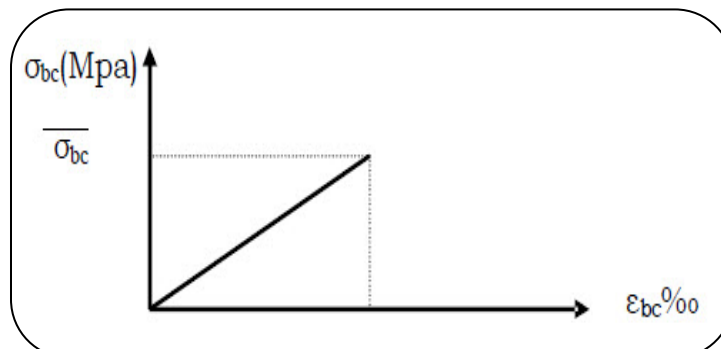
Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée.

De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.



La contrainte

Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

3.3. L'Acier :

3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion.

De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire la caractéristique mécanique Des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

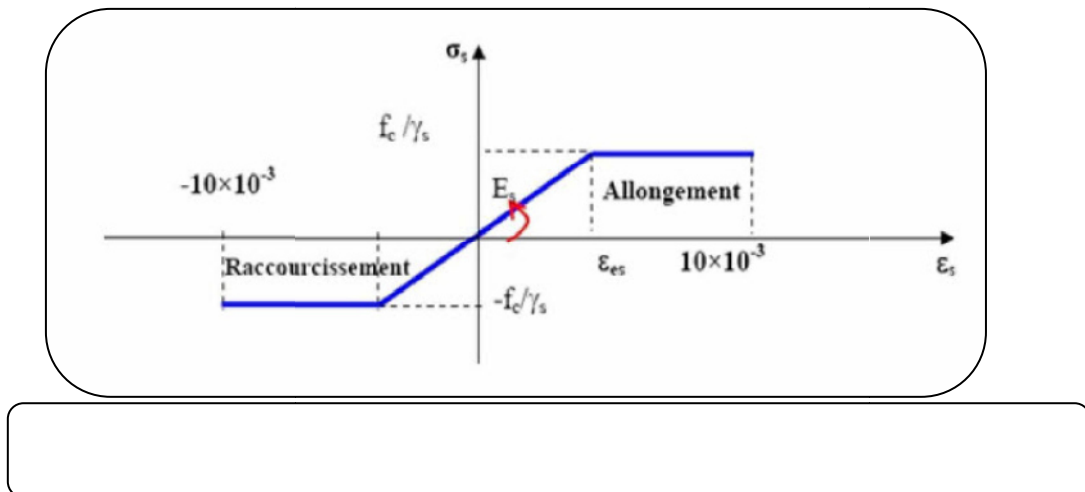
type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Rondslisses	FeE215 FeE235	215 235	Emploicourant. Epinglesdelevagedespèces préfabriquées
BarresHA Type1et2	FeE400 FeE500	400 500	Emploicourant.
Fils tréfilesHA Type3	FeTE400 FeTE500	400 500	Emploisousformedebarresdroites ou detreillis.
Filstréfileslisses Type4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquementemploi courant

3.3.3 Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

a. Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2, 2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b. Etat limite de service : BAEL91 (ART. A.4.5,3)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

CHAPITRE II :

Pré-Dimensionnement

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux 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).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 410$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \quad \text{--- corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \quad \text{--- dalle de compression} \end{array} \right.$$

$h_t = 20 \text{ cm}$ --- la hauteur totale du plancher

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

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

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

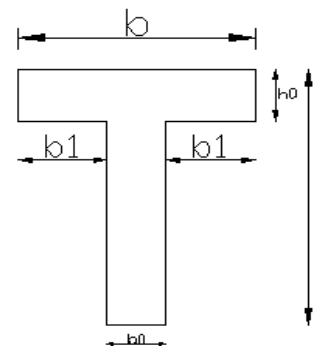


Fig. .II. 1 .Schéma de poutrelle.

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} ; \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

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

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

Tab.I.2:Tableau récapitulatifs .

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27,5	10

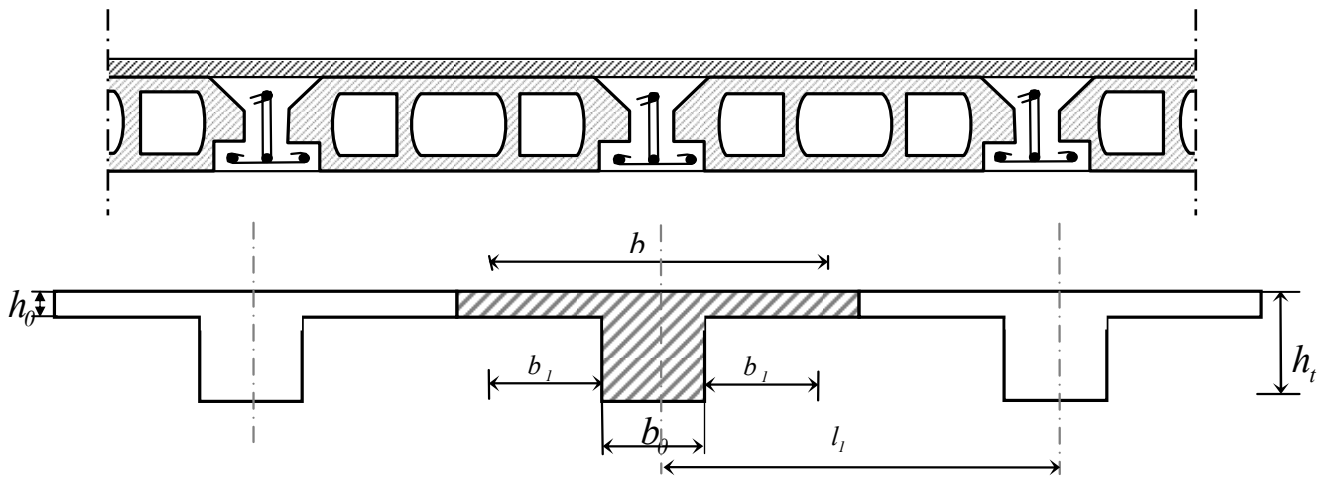


Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.

II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

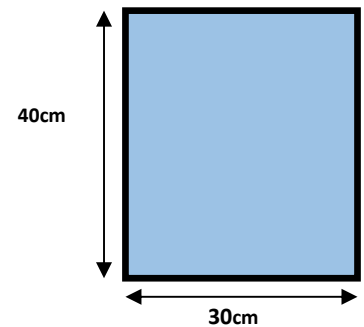
➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 420 cm

$$h = (26,25 \div 42,0) \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$b = (0,3; 0,4) h = (12; 16). \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$



➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.4. Les poutres secondaires :

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 4,10 m

$$h = (1/16; 1/10) 410$$

$$h = (25,625; 41) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

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

$$b = (0,3 ; 0,4)35$$

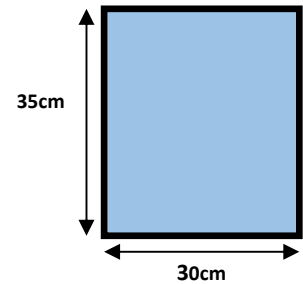
$$b = (10,5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,17 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

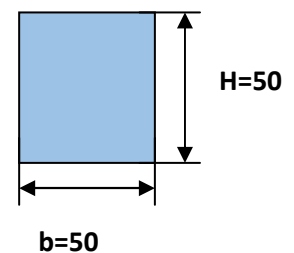


Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×35) cm².

II.1.5. Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} .$
- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{266}{20} = 13,3 \leq 50 .$
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 .$



On adopte une section de **(50x50)**.

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

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.

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

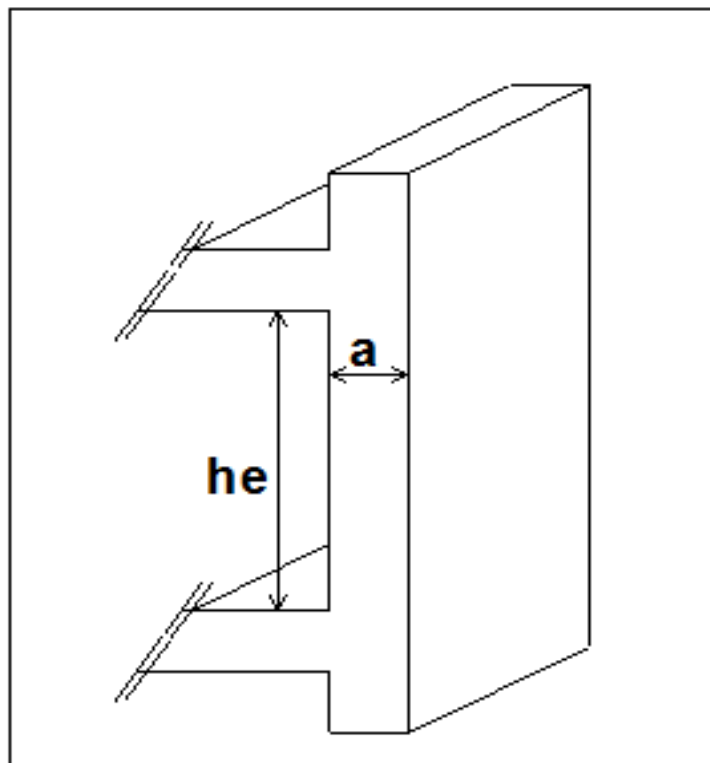


Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC**($h_e=2,66$ m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

On prend **e=20 cm**

II.1.7. L'escalier :

1. La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

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

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

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v.})$$

2. Nombre de contre marche:

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

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

Pour deux volées n =18

Pour une volée n =9

Longueur de la volée :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

Épaisseur de la pailasse :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $l = 420 \text{ cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{420}{40} \leq e \leq \frac{420}{30} \rightarrow 10,5 \leq e \leq 14 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Longueur du palier de repos : $4,20 - 2,4 = 1,8 \text{ m}$

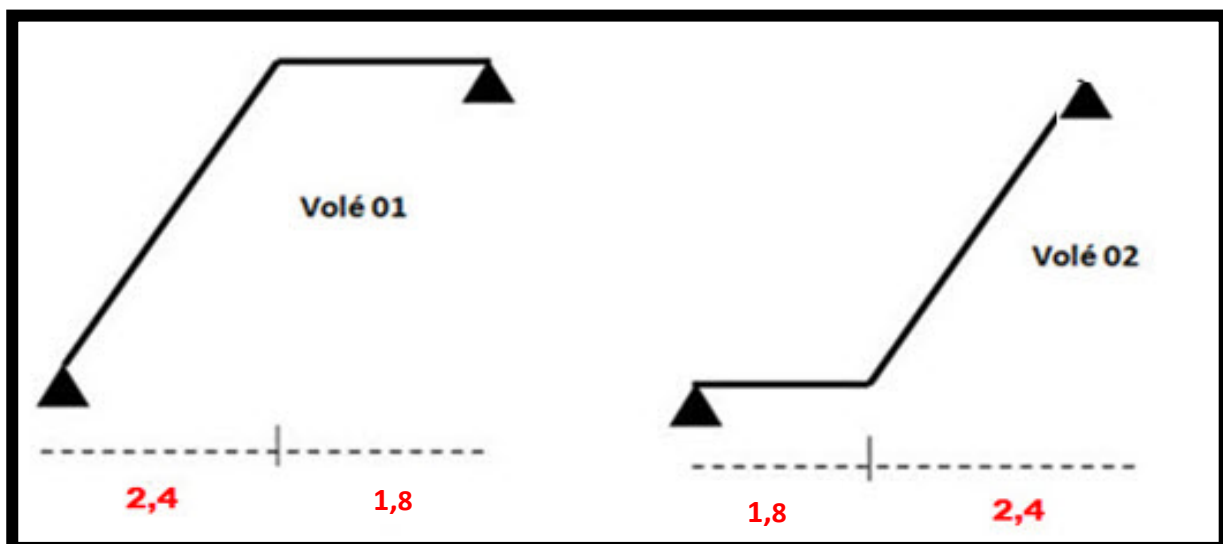


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1.Principe :

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

Rôle de descente des charges :

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

II.2.2.Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :

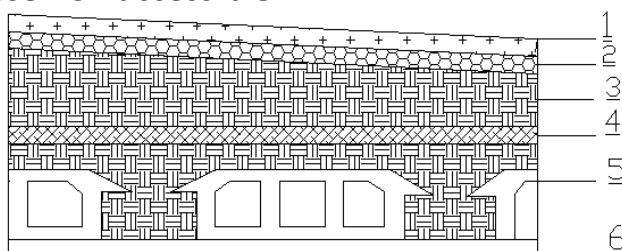


Fig .II.5 . Planché terrasse.

Tab.II.1:Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	désignation	e (m)	$\gamma (Kg / m^3)$	<i>poids</i> (Kg / m^2)
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	275
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				623kg /m²

$$Q_t = 100 \text{ Kg/m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ Kg/ml}$$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

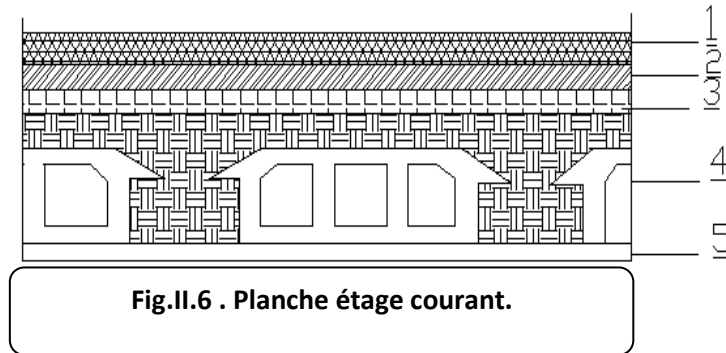


Fig.II.6 . Plancher étage courant.

Tab.II.2: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	275
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				515Kg/m²

$$G = 515 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

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

II.2.3. Mur extérieurs en maçonnerie :

Tab.II.3: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
		Total	260(kg/m²)

Charge permanente :

30% D'ouverture $\Rightarrow G = 182 \text{ kg/m}^2$

II.2.4. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/35 < e < L/30 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,30\text{m} \Rightarrow 3,71 \leq e \leq 4,33$$

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 15 \text{ cm}$.

Balcon accessible:

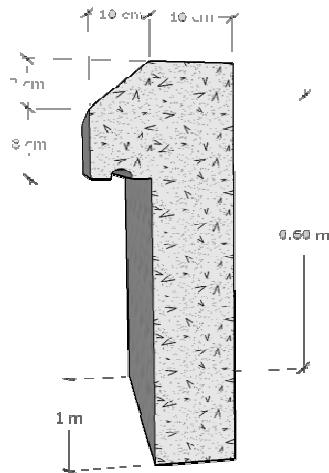
Tab.II.4: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			TOTAL	504 (kg/m²)

Charge permanente $G = 504 \text{ Kg/m}^2$. Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

II.2.5.L'acrotère :

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



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

Surface:

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

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

Charge :

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

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

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

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

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

Tab.II.5:Charges et surcharges

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	623 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	515kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	182 kg/m ²	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m ²
Balcon	504 kg/m ²	350 kg/m ²

II.2.6.Loi de dégression

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

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ 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).

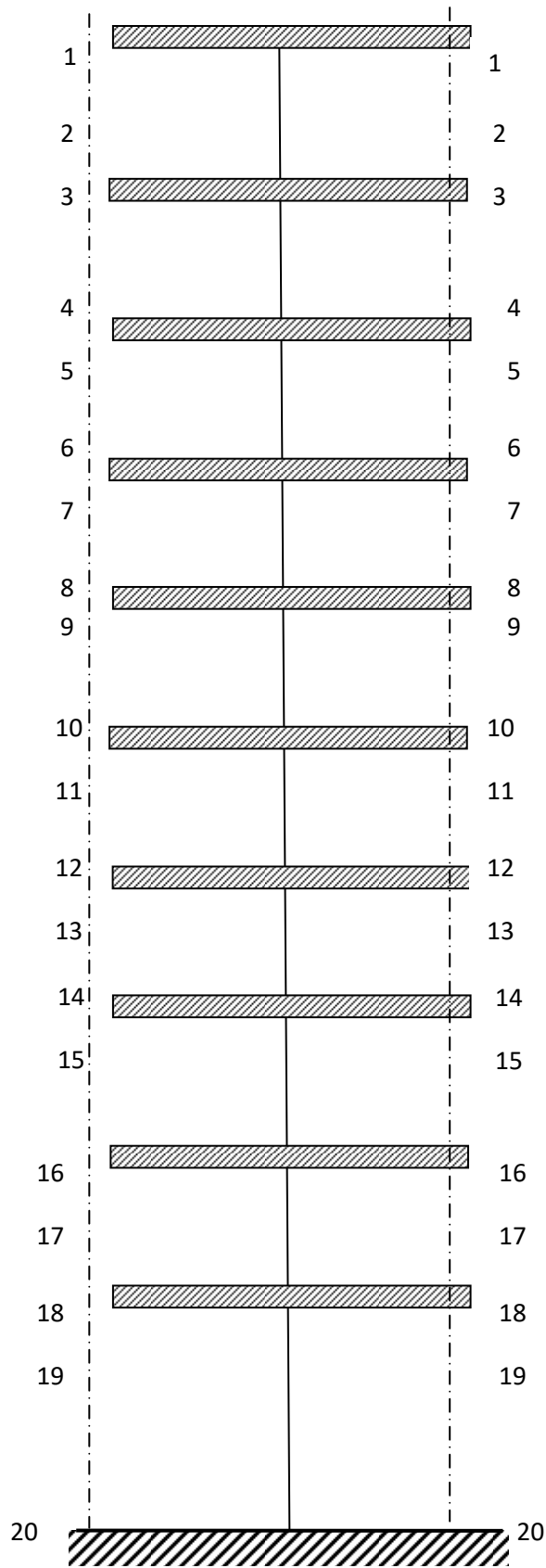
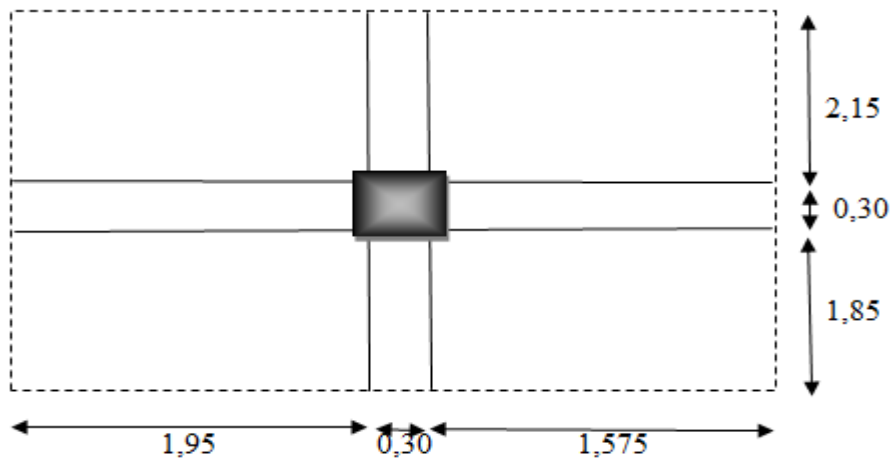


Fig.II.9 .Descente des charges.



**II.2.7.
Descent
e des
charges
sur le
poteau
intermé
diaire
(B2)**

Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Tab.II.6: Charges et surcharges

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $3,525 \times 4 = 14,10$	6,23	1	87,843	14,1
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 3,525 = 0,42$	25		10,575	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 4 = 0,42$	25		10,500	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	3,48	1	3,680	1,0575
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	3,48	1	4,176	1,2
	Poteau =	0,5 x	0,5 x	=	0,25	3,48	1	0,870	0,25
	Total							136,769	16,6075
	venant 1 – 1							136,769	16,6075
2-2	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	21,15
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,58625
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	Total							118,233	24,53625
	venant 2 – 2							255,002	41,14375
3-3	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	19,035
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,427625

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,62
	Total							118,233	22,082625
	venant 3 – 3							373,235	63,226375
4-4	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	16,92	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,269
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,44
	Total							118,233	19,629
	venant 4 – 4							491,468	82,855375
5-5	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	14,805	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,110375
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,26
	Total							118,233	17,175375
	venant 5 – 5							609,701	100,03075

6-6	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	12,69		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5	x	0,50	x	3,06	=	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	3,525	=	1,06	2,4	1,5	2,538	0,95175
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,20	2,4	1,5	2,880	1,08
	Total									118,233	14,72175	
	venant 6 – 6									727,934	114,7525	
7-7	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5	x	0,50	x	3,06	=	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	3,525	=	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total									118,233	12,268125	
	venant 7 – 7									846,167	127,02063	
8-8	Plancher Etage =	3,525	x	4	=	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575		
	poutre principal =	0,3	x	0,4	x	3,525	=	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,35	x	4	=	0,42	25	10,500		

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 8 – 8							964,400	139,28875
9-9	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 9 – 9							1082,633	151,55688
10-10	Plancher Etage =	3,525 x 4 =			14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 10 – 10							1200,866	163,825
11-11	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 11 – 11							1319,099	176,09313
12-12	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 12 – 12							1437,332	188,36125

13-13	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 13 – 13							1555,565	200,62938
14-14	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 14 – 14							1673,798	212,8975
15-15	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 15 – 15							1792,031	225,16563
16-16	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 16 – 16							1910,264	237,43375
17-17	Plancher Etage =		3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25		10,575	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25		10,500	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125

	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 17 – 17							2028,497	249,70188
18-18	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	21,15	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	1,58625
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	Total							118,233	24,53625
	venant 18 – 18							2146,730	274,23813
19-19	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 19 – 19							2264,963	286,50625

20-20	Plancher Etage =	3,525 x	4 =	14,10	5,15	1,5	72,615	10,575	
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	3,525 =	0,42	25	10,575		
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	4 =	0,42	25	10,500		
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25	19,125		
	poutre principal =	0,3 x	1 x	3,525 =	1,06	2,4	1,5	2,538	0,793125
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	Total							118,233	12,268125
	venant 2 – 2							2383,196	298,77438

II.2.8.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 :

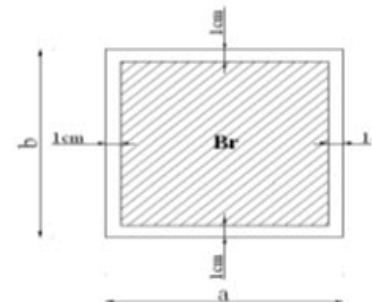
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



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

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

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ Poteau (50×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0,50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

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 périphérique.

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (50-2) \cdot (50-2) = 2304 \text{cm}^2.$$

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

$$-F_{c28} = 25 \text{MPa}$$

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

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

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

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+9	3665476,17	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

Tab.II.7:Tableau Récapitulatif :

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50* 50)

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

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

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

$$\frac{N_d}{0,3 \times f_{c28}} \leq B$$

$$\frac{N}{0,3 \times f_{c28}} \Rightarrow B = \frac{2,68197}{0,3 \times 25} = 0,357596 \equiv \sqrt{B} = 0,597 \approx 60 \text{ cm}$$

Poteau (60,60)cm²

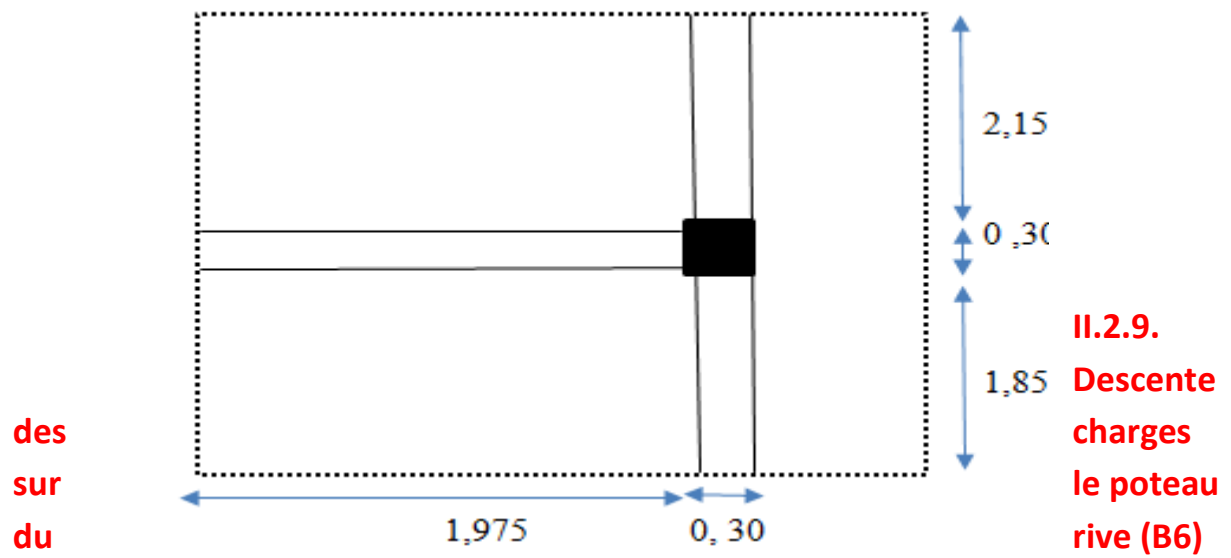


Fig.II.11.La surface afférente par poteau de rive.

Tab.II.8.Charges et surcharges.

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $1,975 \times 4 = 7,90$	6,23	1	49,217	7,9
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 4 = 0,48$	25		12,000	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	Acrotère =	0,07 x	4,30 =	0,29	25		7,364	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	3,48	1	4,176	1,2
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	3,48	1	2,062	0,5925
	Poteau =	0,5 x	0,5 x =	0,25	3,48	1	0,870	0,25
	Total						99,998	9,9425
	venant 1 – 1						99,998	9,9425
2-2	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	11,85
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	Total						81,296	14,53875
	venant 2 – 2						181,294	24,48125
3-3	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	10,665
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x 4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,62
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,799875
	Total						81,296	13,084875
	venant 3 – 3						262,591	37,566125
4-4	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	9,48
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x 4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,44
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,711
	Total							81,296	11,631
	venant 4 – 4							343,887	49,197125
5-5	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	8,295
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,26
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,622125
	Total							81,296	10,177125
	venant 5 – 5							425,184	59,37425
6-6	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	7,11
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,08
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,53325
	Total							81,296	8,72325
	venant 6 – 6							506,480	68,0975
7-7	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 7 – 7							587,776	75,366875
8-8	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 8 – 8							669,073	82,63625
9-9	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 9 – 9							750,369	89,905625
10-10	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 10 – 10							831,665	97,175
11-11	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 11 – 11							912,962	104,44438
12-12	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 12 – 12							994,258	111,71375
13-13	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 13 – 13							1075,555	118,98313
14-14	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 14 – 14							1156,851	126,2525
15-15	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 15 – 15							1238,147	133,52188
16-16	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 16 – 16							1319,444	140,79125
17-17	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 17 – 17							1400,740	148,06063
18-18	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	11,85
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	1,8
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	Total							81,296	14,53875
	venant 18 – 18							1482,036	162,59938
19-19	Plancher Etage =	1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5		40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	

	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 19 – 19							1563,333	169,86875
20-20	Plancher Etage =		1,975 x	4 =	7,90	5,15	1,5	40,685	5,925
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	4 =	0,48	25		12,000	
	poutre secondaire =	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	4 =	1,20	2,4	1,5	2,880	0,9
	poutre secondaire =	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							81,296	7,269375
	venant 2 – 2							1644,629	177,13813

II.2.8.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 :

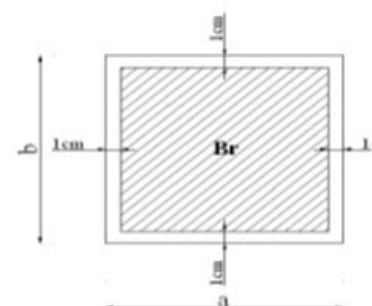
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

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

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



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

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

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ Poteau (50×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0,50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

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 périmérique.

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (50-2) \cdot (50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

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

$$-F_{C28} = 28 \text{ MPa}$$

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

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

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

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+9	2485956,34	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500mm^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80mm^2 \end{array} \right\}$$

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

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

Tab.II.9:Tableau Récapitulatif :

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50* 50)

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

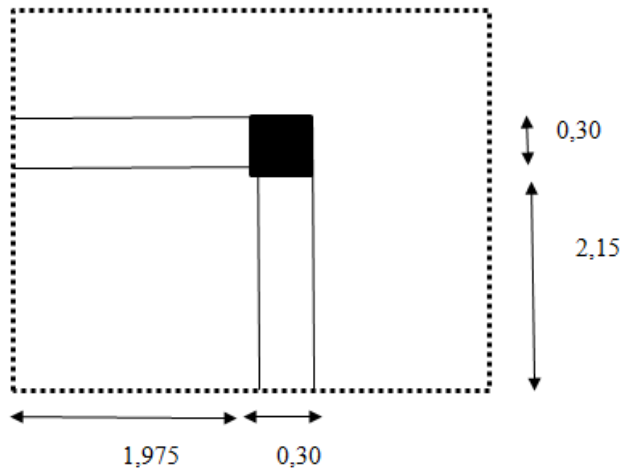
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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



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

$$v = \frac{N}{0,5 \times 0,5 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{1,82176713}{0,5 \times 0,5 \times 25} \equiv 0,291$$

$v = 0,291 < 0,30$*conditn.verifier*

II.2.9. Descente des charges sur le poteau d'angle (A6)

Fig.II.12.La surface afférente par poteau d'angle.

Tab.II.10.Charges et surcharges :

Niveau	Eléments	Les charges			
		g	q	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $1,975 \times 2,15 = 4,25$	6,23	1	26,454	4,24625
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 2,15 = 0,26$	25		6,450	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	
	Acrotère = $0,07 \times 4,70 = 0,32$	25		8,049	
	poutre principal = $0,3 \times 1 \times 2,15 = 0,65$	3,48	1	2,245	0,645
	poutre secondaire = $0,3 \times 1 \times 1,975 = 0,59$	3,48	1	2,062	0,5925
	Poteau = $0,5 \times 0,5 \times = 0,25$	3,48	1	0,870	0,25
	Total			70,439	5,73375
	venant 1 – 1			70,439	5,73375
2-2	Plancher Etage = $1,975 \times 2,15 = 4,25$	5,15	1,5	21,868	6,369375
	poutre principal = $0,3 \times 0,4 \times 2,15 = 0,26$	25		6,450	
	poutre secondaire = $0,3 \times 0,35 \times 1,975 = 0,21$	25		5,184	
	Poteau = $0,5 \times 0,50 \times 3,06 = 0,77$	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,9675
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,88875
	Total							55,598	8,225625
	venant 2 – 2							126,036	13,959375
3-3	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	5,7324375
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,87075
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,799875
	Total							55,598	7,4030625
	venant 3 – 3							181,634	21,362438
4-4	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	5,0955
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,774
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,711
	Total							55,598	6,5805
	venant 4 – 4							237,231	27,942938
5-5	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	4,4585625
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	

	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,67725
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,622125
	Total					55,598	5,7579375
	venant 5 – 5					292,829	33,700875
6-6	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,821625
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,5805
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,53325
		Total					55,598
	venant 6 – 6					348,427	38,63625
7-7	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375

	Total					55,598	4,1128125
	venant 7 – 7					404,024	42,749063
8-8	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
	venant 8 – 8					459,622	46,861875
9-9	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
	venant 9 – 9					515,219	50,974688
10-10	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	

	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							55,598	4,1128125
	venant 10 – 10							570,817	55,0875
11-11	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							55,598	4,1128125
	venant 11 – 11							626,414	59,200313
12-12	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x	0,4 x	2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	0,35 x	1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x	0,50 x	3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x	1 x	2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire								
	=	0,3 x	1 x	1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total							55,598	4,1128125
	venant 12 – 12							682,012	63,313125
13-13	Plancher Etage =		1,975 x	2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875

	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
	venant 13 – 13					737,610	67,425938
14-14	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
venant 14 – 14					793,207	71,53875	
15-15	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5	21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25		6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25		5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25		19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5	1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5	1,422	0,444375

	=							
	Total						55,598	4,1128125
	venant 15 – 15						848,805	75,651563
16-16	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	Total						55,598	4,1128125
	venant 16 – 16						904,402	79,764375
17-17	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 =	0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 =	0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 =	0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	Total						55,598	4,1128125
	venant 17 – 17						960,000	83,877188
18-18	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 =	4,25	5,15	1,5		21,868	6,369375
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 =	0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 =	0,21	25			5,184	

	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,9675
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,88875
	Total					55,598	8,225625
	venant 18 – 18					1015,597	92,102813
19-19	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
	venant 19 – 19					1071,195	96,215625
20-20	Plancher Etage =	1,975 x 2,15 = 4,25	5,15	1,5		21,868	3,1846875
	poutre principal =	0,3 x 0,4 x 2,15 = 0,26	25			6,450	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,35 x 1,975 = 0,21	25			5,184	
	Poteau =	0,5 x 0,50 x 3,06 = 0,77	25			19,125	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 2,15 = 0,65	2,4	1,5		1,548	0,48375
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 1,975 = 0,59	2,4	1,5		1,422	0,444375
	Total					55,598	4,1128125
	venant 2 – 2					1126,792	100,32844

II.2.8. 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 :

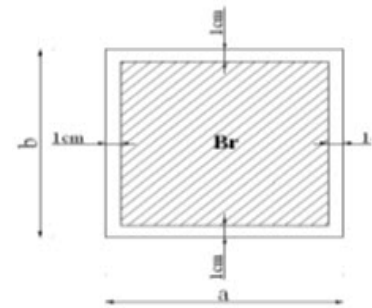
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



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

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

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ Poteau (50×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0.50} = 12,90 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2,66}{0.50} = 12,90$$

$$\lambda = 12,90 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

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
--------	-----------	--	---	----------------------	--------------------------	---------------	-----------

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

$$B_r = (h-2).(b-2) = (50-2).(50-2) = 2304\text{cm}^2.$$

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

$$-F_{c28} = 25\text{MPa}$$

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

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500\text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80\text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

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

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

RDC+9	1671661,86	500	2000	2000	230400	4103837,681	vérifiée
-------	------------	-----	------	------	--------	-------------	----------

Tab.II.11. Tableau Récapitulatif

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50* 50)

❖ 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

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

$$v = \frac{N}{0,5 \times 0,5 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{1,22712044}{0,5 \times 0,5 \times 25} \equiv 0,19633$$

$$v = 0,19633 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III Calcul des éléments secondaires

1. Introduction

Dans une structure quelconque 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 le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les planchers, l'escalier, balcon, et enfin l'acrotère, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

2. Etude de plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point
- vue thermique et acoustique.

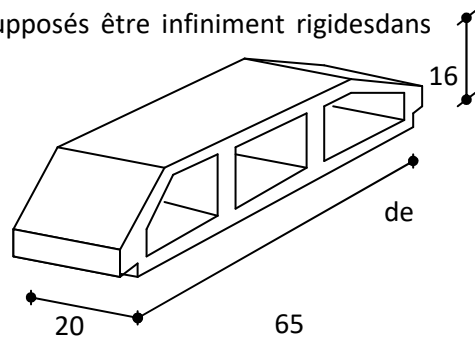


Fig.III.1 : Corps Creux.

2.1.Fonctions nécessaires de plancher :

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentelle.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

2.2.Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

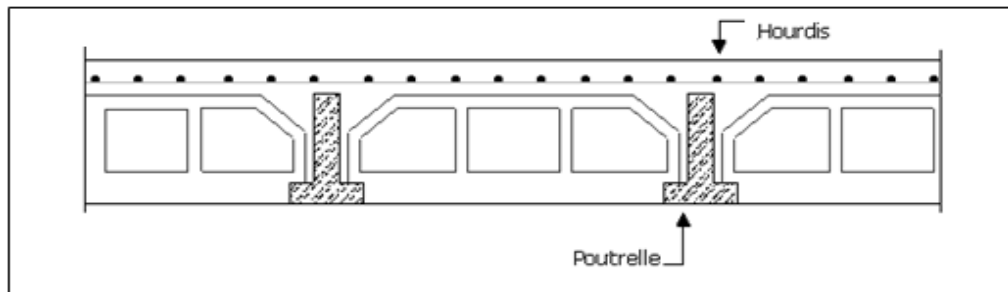


Fig.III.2 : composition de plancher ceps creux.

2.3.Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

2.3.1.Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

2.4.Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaires et méthode exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

2.4.1. Les méthodes approchées :

a. Méthodes forfaitaire :

➤ Condition d'application

$$\diamond \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$

❖ Inertie constante (I)

$$\diamond 0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$

❖ fissuration peu nuisible.

➤ Calcul des moments :

1- Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées) .

2- Les moments en travées :

- $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive.
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire.

b.. Méthode de Caquot :

➤ **Condition d'application :**

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

❖ **Dimensionnement des poutrelles :**

$$h = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm.}$$

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

2.5.calcul des planchers :

D'après le DTR BC 2.

$$G = 5,15\text{KN/m}^2$$

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

a. Les combinaisons :

➤ **E.L.U**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65.$$

$$= (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,981625 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{u_{EC}} = 5,981625 \text{ KN/ml.}$$

➤ **E.L.S**

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65.$$

$$= (5,15 + 1,5) \times 0,65 = 4,3225 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{s_{EC}} = 4,3225 \text{ KN/ml.}$$

On a 3 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants

Type1 : Poutre repose sur 6 appuis

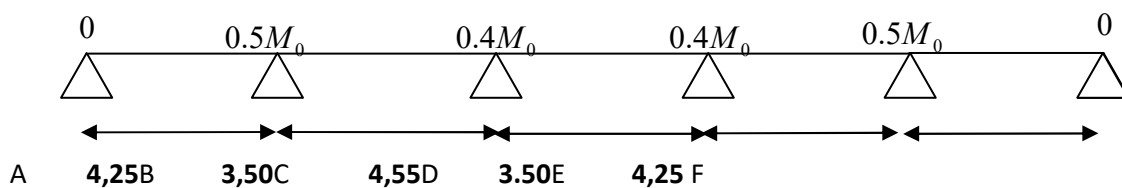


Fig.III.3 : Schémas statiques de type 1.

❖ **Condition d'application :**

$Q=1,5 \text{ KN} \quad ; \quad G=5,15 \text{ KN}.$

- $1,5 \leq 2 \times 5,15 = 10,3 \text{ KN} \dots\dots(\text{C.V}).$
- Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I).....(C.V).
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25... (C.V).

$\frac{4,25}{3,50} = 1,21 \quad ; \quad \frac{3,50}{4,55} = 0,8$

- Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches... ..(C.V).

❖ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,15} = 0.23$

Tab. III.1. Tableau Récapitulatif

	Les travées			E.L.S	Les travées		
	4,25m	3.50m	4,55m		4,25m	3.50m	4,55m
$p_u \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	5,981625			$p_s \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	4444,3225		
$M_0 (N.m)$	13,51	9,16	15,48	$M_0 (N.m)$	9,76	6,62	11,19

❖ **Les moments isostatiques :**

➤ $L=4,25 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 4,25^2}{8} = 13,51 \text{ KN.m} .$

➤ $L=3,50 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 3,50^2}{8} = 9,16 \text{ KN.m} .$

➤ $L=4.55 \text{ m} \Rightarrow M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5,981625 \times 4,55^2}{8} = 15,48 \text{ KN.m} .$

❖ Les moments en travées :

➤ Cas de travée de rive :

AB=EF :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 8,56$$

Alors

On peut prendre $M_t = 11,04 \text{ KN.m}$.

$$\Rightarrow M_t \geq 11,04$$

➤ Cas de travée intermédiaire :BC=DE.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 3,31$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,89$$

Alors :

On peut prendre $M_t = 4,98 \text{ KN.m}$.

➤ Cas de travée intermédiaire :CD.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 10,34$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \Rightarrow M_t \geq 8,26$$

on peut prendre $M_t = 10,34 \text{ KN.m}$.

Tab.III.2.Les moments de travées

Travées	E.L.U		E.L.S	
	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$
4,25	13,51	11,04	9,76	7,98
3,50	9,16	4,98	6,62	3,53
4,55	15,48	10,34	11,19	7,47

Tab.III.3.Les moments de Appuis

	Moment en appui	E.L.U	E.L.S
		$M_{app} \text{ (KN.m)}$	$M_{app} \text{ (KN.m)}$
A=F	0	0	0
B=E	$0.5 M_0$	6,752694	4,879697
C=D	$0.4 M_0$	6,191730	4,474328

Les efforts tranchants :

$$T(s) = RA - Pu(x) + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$RA = \frac{pL}{2}$$

Alors :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

E.L.U :

Tab.III.4.Les moments de travées

Travées	L(m)	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$
A-B	4,25	12,71	-13,98
B-C	3,50	11,51	-11,51
C-D	4,55	14,97	-14,97
D-E	3,50	11,51	-11,51
E-F	4,25	13,98	12,71

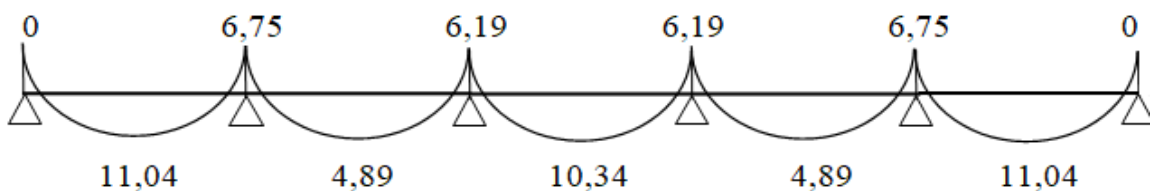
➤ E.L.S :

Tab. III.5.Les moments de travées

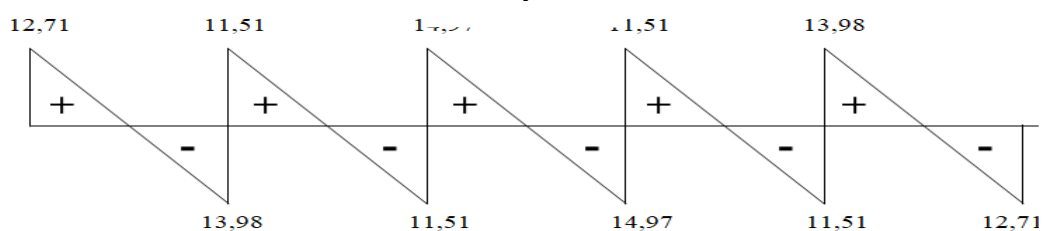
Travées	L(m)	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$
A-B	4,25	9,19	-10,10
B-C	3,50	8,32	-8,32
C-D	4,55	10,82	-10,82
D-E	3,50	8,32	-8,32
E-F	4,25	10,10	-9,19

E.L.U

M



T



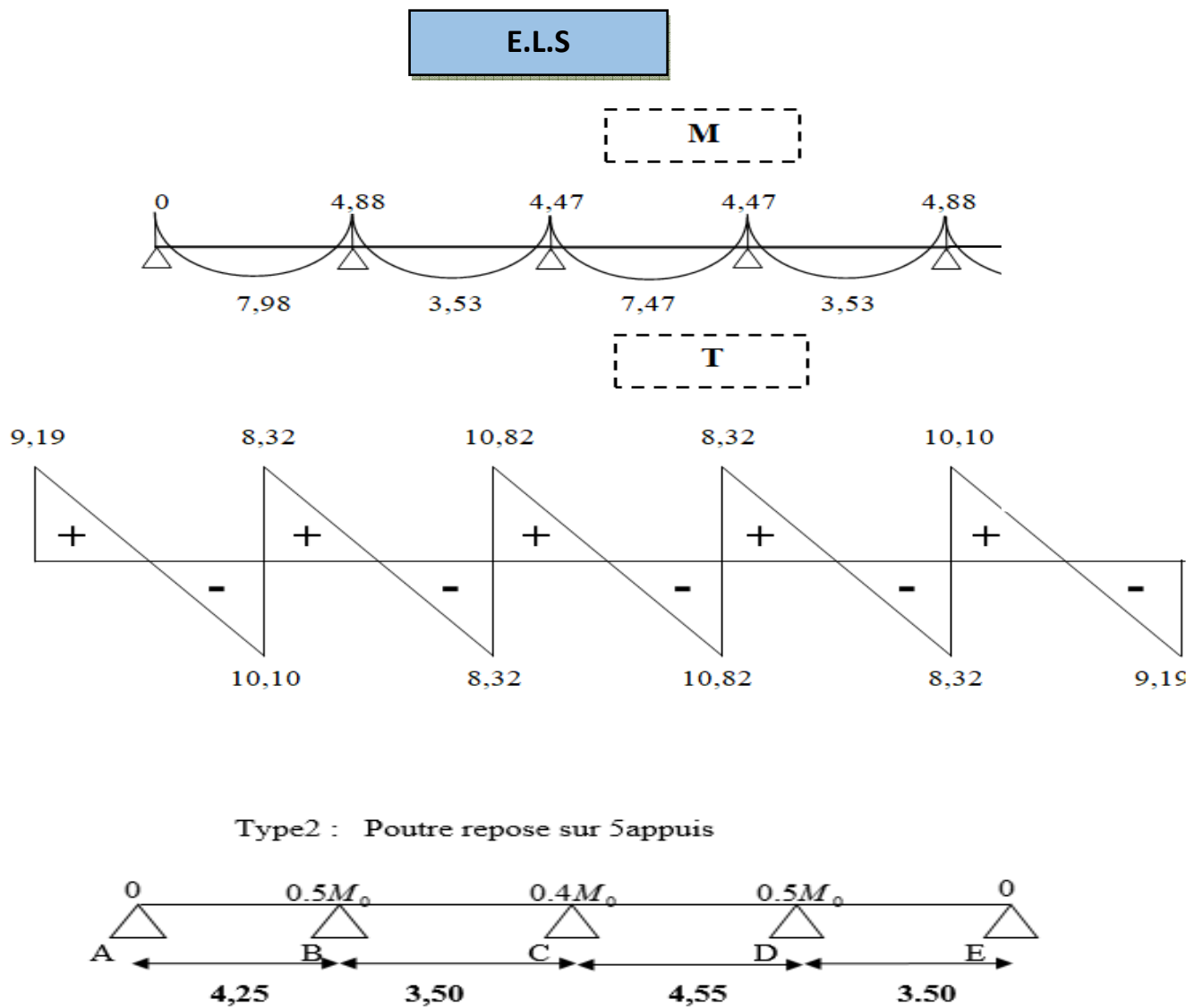


Fig .III.3 : Schémas statiques de type 2.

Les moments :

Tab.III.6.Les moments de appuis :

<i>Appui</i>	A	B	C	D	E
C.F	0	0,5	0,4	0,5	0
Mos	9,76	6,62	11,19	6,62	-
Mou	13,51	9,16	15,48	9,16	-
Mau	0	6,75	6,19	7,74	0
Mas	0	4,88	4,47	5,59	0

Tab.III.7.Les moments de travées

Travée	1	2	3	4
L(m)	4,25	3,50	4,55	3,50
Q	1,50	1,50	1,50	1,50
G	5,15	5,15	5,15	5,15
qu(KN/m)	5,981625	5,981625	5,981625	5,981625
qs(KN/m)	4,3225	4,3225	4,3225	4,3225
α	0,23	0,23	0,23	0,23
Mos	9,76	6,62	11,19	6,62
Mou	13,51	9,16	15,48	9,16
MTU1	11,04	3,31	9,56	5,91
MTU2	8,56	4,89	8,26	5,81
MTU	11,04	4,89	9,56	5,91
MTS1	7,98	2,39	6,91	4,27
MTS2	6,19	3,53	5,97	4,20
MTS	7,98	3,53	6,91	4,27

Les efforts tranchants :

E.L.U :

Tab. III.8.Les efforts tranchants ELU

Travées	L(m)	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	4,25	12,71	-13,98
B-C	3,50	11,51	-11,51
C-D	4,55	14,97	-14,97
D-E	3.50	11,51	-11,51

Tab.III.9.Les efforts tranchantsE.L.S :

Travées	L(m)	T _d (N)	T _g (N)
A-B	4,25	9,19	-10,10
B-C	3.50	8,32	-8,32
C-D	4,55	10,82	-10,82
D-E	3.50	8,32	-8,32

Type3 : Poutre repose sur 3appuis

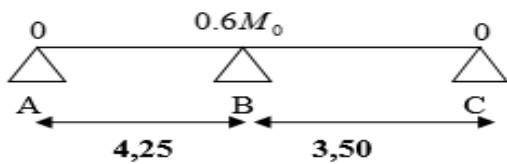


Fig .III.3 : Schémas statiques de type 3.

Les moments :

Tab.III.10.Les moments en appuis :

Appui	A	B	C
<i>C.F</i>	0	0,6	0
<i>Mos</i>	9,76	6,62	-
<i>Mou</i>	13,51	9,16	-
<i>Mau</i>	0	8,10	0
<i>Mas</i>	0	5,86	0

Tab.III.11:Les moments de travées :

Travée	1	2
L(m)	4,25	3,50
Q	1,50	1,50
G	5,15	5,15
qu(KN/m)	5,981625	5,981625
qs(KN/m)	4,3225	4,3225
α	0,23	0,23
Mos	9,76	6,62
Mou	13,51	9,16
MTU1	10,37	5,73
MTU2	8,56	5,81
MTU	10,37	5,81
MTS1	7,49	4,14
MTS2	6,19	4,20
MTS	7,49	4,20

Les efforts tranchants :

Tab.III.12:Les efforts tranchants E.L.U :

Travées	L(m)	T _d (N)	T _g (N)
A-B	4,25	12,71	-14,62
B-C	3,50	12,04	-10,47

Tab.III.13:Les efforts tranchants E.L.S :

Travées	L(m)	T _d (N)	T _g (N)
A-B	4,25	9,19	-10,56
B-C	3,50	8,69	-7,56

b- Calcul du ferrailage :

Tab.III.14:les Moment et Les effort tranchant ELU et ELS :

Travées (m)	Mmax à l'appui (KNm)	Mmax à la travée(KNm)	Tmax
ELU	-8,10	13,27	14,97
ELS	-5,86	9,59	

L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2.$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2}$$

Alors on adopte $c=2 \text{ cm}$.

❖ **Calculus des armatures longitudinal :**

❖ **E.L.U :**

➤ **En travées :**

$$M_u = 13,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

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

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59,072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u^{\max} = 13,27 < 59,072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{13270}{14.2 * 65 * 18^2} = 0.0444 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,0444 \Rightarrow \beta = 0.977 \Rightarrow \alpha = 0.0568$$

$$A^U = \frac{M_t}{\sigma_s \beta d} = \frac{13270}{348 * 0.977 * 18} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur Appuis :**

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

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

Tab.III.15:Tableau récapitulatif des résultats:

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

$M^a(\text{N.m})$	$b_0(\text{cm})$	μ	μl	α	β	$A(\text{cm}^2)$
-8,10	10	0.176	0,392	0.244	0.902	1,43

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

- En Travée : $A_{\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$
- Sur Appuis : $A_{\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,22 \text{ cm}^2$

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

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

- En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.
- Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

Tab.III.16:Tableau récapitulatif des résultats:

Elément	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_m'(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
Travée	2,17	1.41	1.30	2,17	2HA12=2.26
Appuis	1,43	0.22	0.20	1,43	1HA14=1,54

❖ **Vérification à l'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 :

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

Tab.III.17:Tableau récapitulatif des résultats :

Élément	α	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.057	13,27	9,59	1.38	25	0.44	CV
Appuis	0,244	8,10	5,86	1.38	25	0.44	CV

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 1).....page51

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U.

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14970}{100 \times 180} = 0,83 \text{ Mpa} .$$

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.83Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots(CV).$$

❖ **Diamètre minimale ϕ_t** :BAEL91 (A.7.2, 2) :

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

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

Soit $\phi_t = 6mm$ FeE235

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.56cm^2$ de nuance FeE235.

❖ **Espacement des cadres** : BAEL91 (A.5.1, 22) page 53 et page 55 :

- $S_{t1} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(16, 2; 40) cm$

$$S_{t1} = 16, 2 cm$$

- $S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,56 \times 235 / 0,4 \times 10 = 32,9 cm$

- $S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (0,83 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 51,49 cm$$

Suit: $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 32,9 ; 51,49) \rightarrow S_t = 16,2cm$$

Alors en prend : $S_t = 15 cm$

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

❖ **Condition de la flèche :**

➤ BAEL91 (B.6.8, 424)page 172-173.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.049 > 0.044 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M t}{15 M_0} \Rightarrow 0.049 > 0.041 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b_{\phi} \cdot d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < 0.015 \dots\dots\dots c.v$$

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

❖ **La dalle mince (Table de compression) :**

➤ BAEL91 (B.6.8, 423).....page 171.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235 → $f_e=235\text{MPa}$

❖ Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc : $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106\text{cm}^2.$$

On adopte: $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1,17\text{cm}^2$.

➤ **Espacement :**

n : nombres des barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66cm$$

Soit : $S_t = 20cm$

❖ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$$A_{//} = 0,55cm^2$$

En adopte : $A_{//} = 3\phi 5 = 0,59cm^2$.

➤ **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3cm$$

$S_t = 30cm$.

Donc on choisi un treilli soudé TS $\phi 5$ (20x30) cm^2 .

$A_{//} = 3\phi 5/ml$; $e = 30cm$.

$A_{\perp} = 6\phi 5/ml$; $e = 20cm$.

❖ **Ferraillage des planchers :**

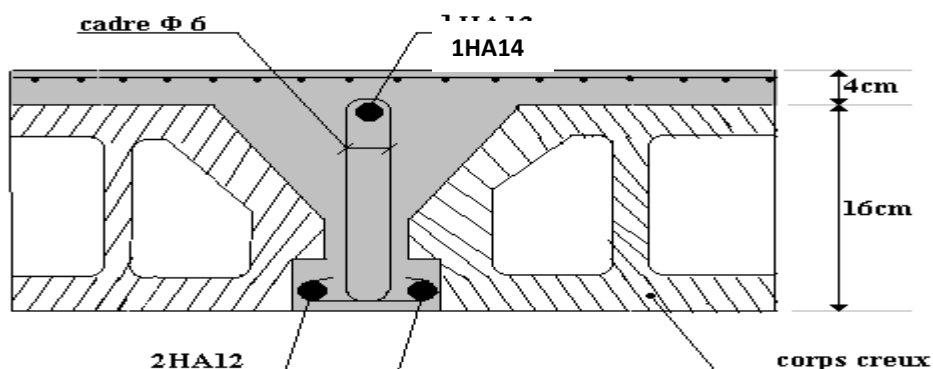


Fig.III.4 : Ferrailage des planchers.

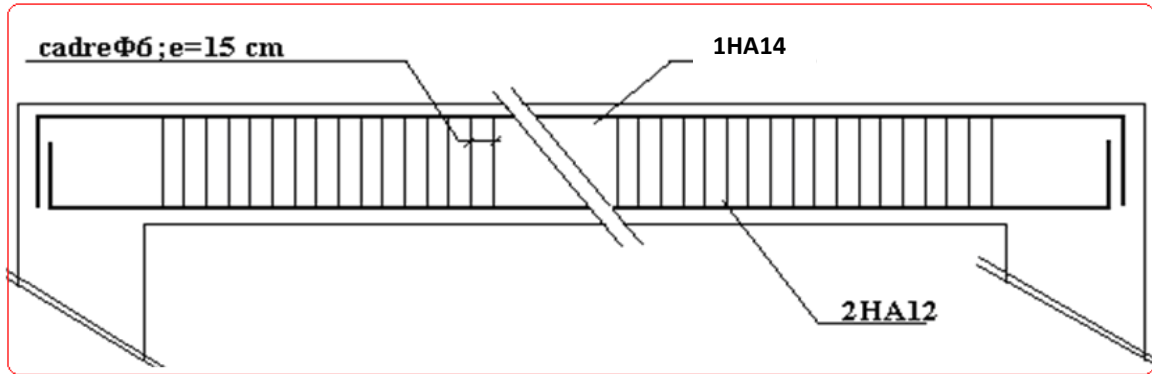


Fig.III.5: Ferrailage de nervures.

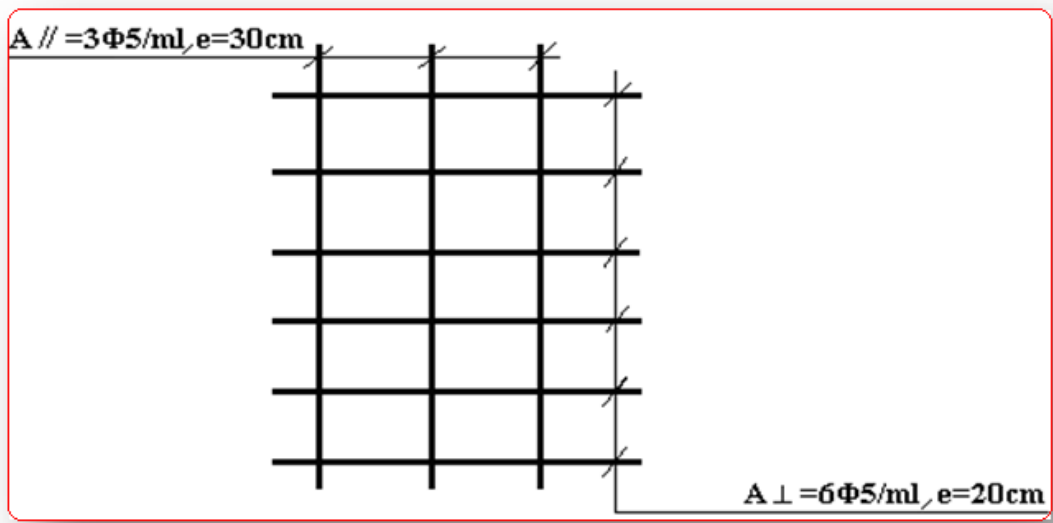


Fig.III.6. Ferrailage de la dalle de compression

III.3. L'ESCALIER

III.3.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.3.Evaluation des charges :

◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

• **Charges et surcharges des escaliers :**

A. Palier :

Tab.III.18.Charges et surcharges dePalier :

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges (kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	559	(kg/m^2)
------------	------------	--------------------------------

$Q =$	250	(kg/m ²)
-------	-----	----------------------

B. Paillasse:

Tab.III.19 Charges et surcharges de Paillasse :

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges(kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,15/ cos α	445
Enduit ciment	2000	0,02	40

$G =$	756	(kg/m ²)
$Q =$	250	(kg/m ²)

Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500$ N/ml

➤ **Combinaisons d'action :**

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tab. III.20 Tableau récapitulatif des résultats :

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13956
ELS	8090	10060

➤ **La charge équivalente :**

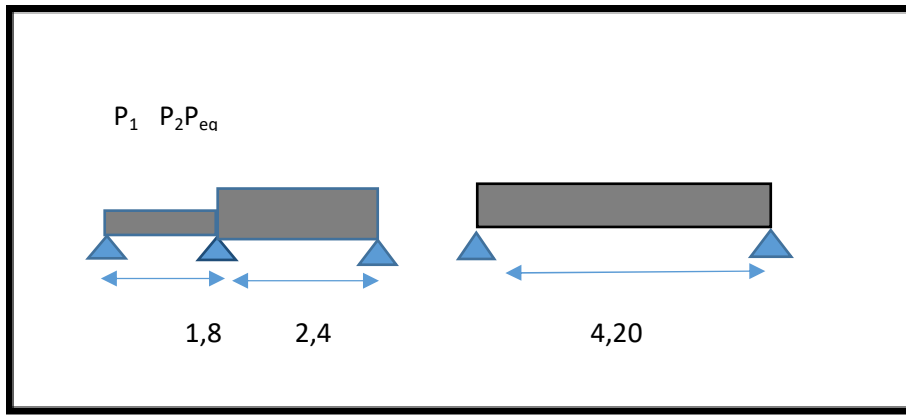


Fig.III.7 : schéma des charges equivalent

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

-Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

Tab.III.21:tableau récapitulatif :

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	T_u (N)
ELU	12821,36	28271,10	8481,33	24030,435	26924,856
ELS	9215,71	20320,64	6096,192	17272,544	19352,991

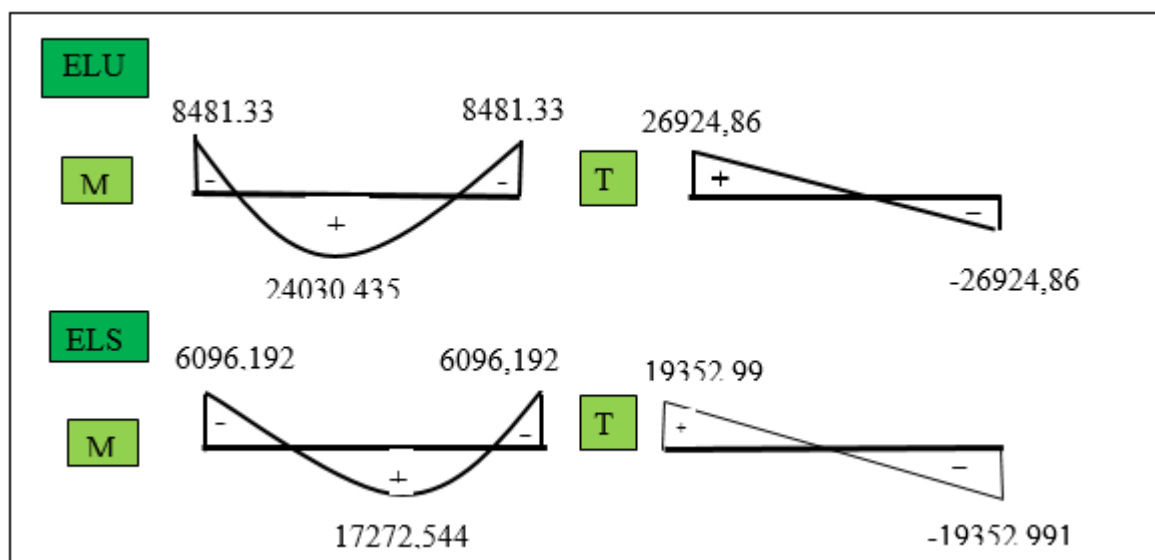


Fig.III.8:schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III.3.4.Calcul de ferrailage :

III.3.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

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

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

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} \quad b = 1.0 \text{ m}$$

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

Tab.III.22:tableau récapitulatif :

	M_u (N.m)	μ	α	β	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
Travée	24030,435	0,100	0,132	0,947	5,61
Appuis	8481,33	0,0353	0,045	0,982	1,91

- 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 :

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

Tab.III.23:tableau récapitulatif :

	Mu (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	24030,435	17272,544	1,39	25	0,445	vérifier
Sur appuis	8481,33	6096,192	1,39	25	0,447	vérifier

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

➤ Section minimal d'armatures :

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

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

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

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

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

Tab.III.24:tableau récapitulatif :

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1,91	1,569	1,5	1,91	2,01=4T8
Travée	5,61	1,569	1,5	5,61	5,65=5T12

III.3.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Tab.III.25:tableau récapitulatif :

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5,65	1,41	1,51 cm ² = 3T8
Appuis	2,01	0,5025	0,85 cm ² = 3T6

III.3.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

III.3.6. vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26924,856}{1000 \times 130} = 0,207$$

$$= 0,207 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

III.3.7. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0375 < 0,085 \dots\dots\dots (\text{condition non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{Fe} \Rightarrow \frac{5,61}{100*13} = 0,00431 < \frac{4,20}{400} = 0,01 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0357 < 0,0625 \dots (\text{condition non vérifier})$$

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

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

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

28271,10

24030,435

III.4.3. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18 \text{ KN / ml}$

- poids du mur : $2,66 \times 1,82 = 4,84 \text{ KN/ml}$

- Poids de plier:

• $G = 5,59 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la paillasse

• $G_p = 7,56 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Pu} = 7,56 \times 1 = 7,56 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,8 + 7,56 \times 2,4}{2} + 2,18 + 4,84 = 21,123 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- À l'ELU : $P_U = 1,35 \times 21,123 + 1,5 \times 2,5 = 32,27 \text{ KN / ml}$

- À l'ELS : $P_{ser} = 21,123 + 2,5 = 23,623 \text{ KN / ml}$

III.4.4. Ferrailage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{32,27 \times 4,55^2}{24} \Rightarrow 27,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{32,27 \times 4,55^2}{12} \Rightarrow 55,67 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{32,27 \times 4,55}{2} \Rightarrow 73,41 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27840}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,962$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27840}{348 \times 0,962 \times 33} = 2,15 \text{ cm}^2.$$

4T12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{55670}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,144$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,922$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55670}{348 \times 0,922 \times 33} = 5,26 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 61,13 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{83,51}{61,13} = 1,37$$

$$\alpha = 0,093 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,433$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\alpha = 0,195 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,433$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq 5,26 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (4,52 ; 5,26) \Rightarrow A_s = 5,26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte ; 4T14 = 6,16 cm²

III.4.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{73,41}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 126,57 \text{ KN / m}^2 = 0,126 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,126 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm²)

• $S \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$, Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83\text{cm}^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01\text{cm}^2$).

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{455} = 0,0769 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0769 > 0,033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 8,25 > A_s = 4,37 \text{-----condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16\text{cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7735,32}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,447\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

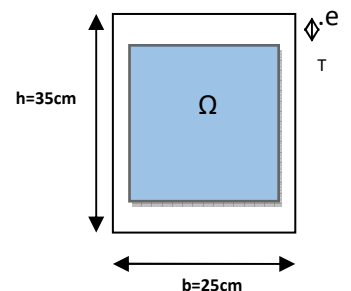


Fig.III.9.1.: Coupe Poutre palière

-Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{103,36 \times 7735,32}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Tab.III.26:tableau récapitulatif :

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	BARRES
Appuis	5,26	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	6,15	4,52	6,98	3T14+3T10
Travée	2,15	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	3,04	4,52	6,98	3T14+3T10

Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 348} = 0,018 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.4.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

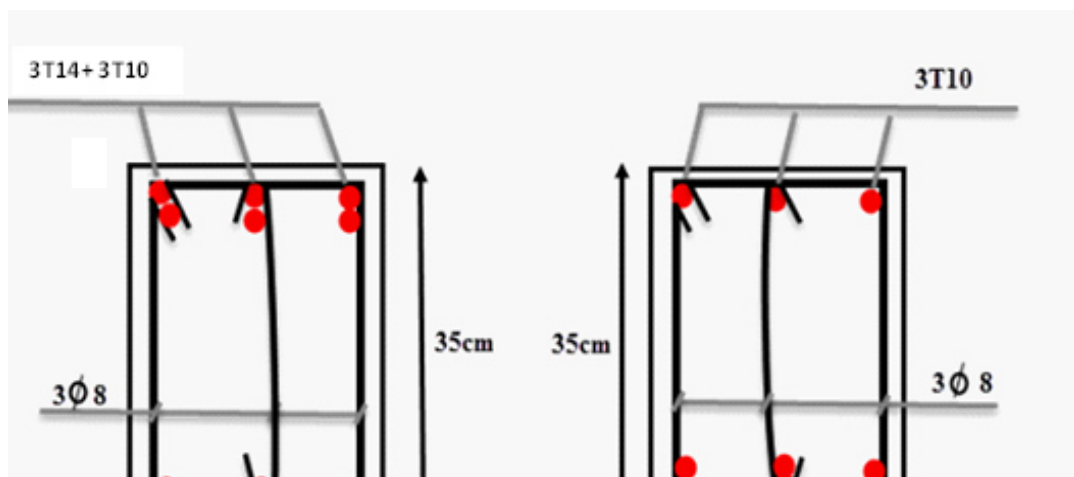


Fig.III 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.LES BALCONS

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastrée dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à L'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

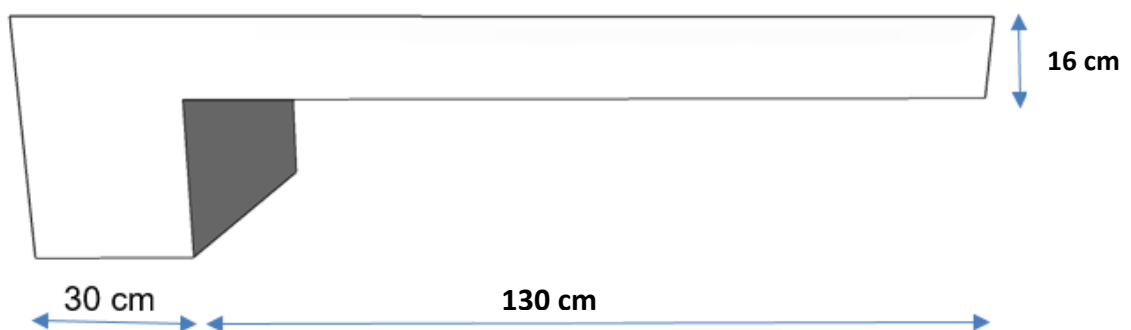


Fig.III.11.Schéma de balcon.

III.5.1. Étage courant type (1) :

Charge permanente: On a : $G=5040 \text{ N/m}^2$

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

III.5.2. Calcul des sollicitations

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

On prend une bande de 1 m.

$$P = 1820 \times 2,90 = 7540 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 1,35 \times 7540 \times 1,30 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_u = 18489,6 \text{ N.m.}$$

$$\begin{aligned} T_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,30 + 1,35 \times 7540 \end{aligned}$$

$$\rightarrow T_u = 23438,4 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ser}} &= (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L \\ &= (5040 + 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 7540 \times 1,30 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 13460,7 \text{ N.m}$$

III.5.3. 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 : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18489,6}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,066 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$= 0,066 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18489,6}{348 \times 0,966 \times 14} = 3,93 \text{ cm}^2.$$

III.5.3.1. Vérification :

- **Vérification à l'E.L.U :**

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

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

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

$$T_u = 23438,4 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23438,4}{1000 \times 140} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **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 :

$$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18489,6}{13460,7} = 1,37$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \quad \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

-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 à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (3,93 ; 1,69 ; 1,6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 25 \text{ cm}$.

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

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{Fe} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.011 \quad (\text{c. v})$$

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

III.5.5. Etage terrasse Type (2) :

- Charge permanente :

Tab.III.27: tableau récapitulatif :

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charges (N/m^2)
1	Gravillon de protection	0,05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,04	4000	160
4	Béton de pente	0,1	20000	2000
5	Plancher dalle pleine	0,16	25000	4000

6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
			TOTAL	G = 7480(N/m²)

$g_1 = 7480 \text{ N/m}^2$ (charge permanents).

Surcharge d'exploitation: $Q = 1000 \text{ N/m}^2$.

charge de l'acrotère : $P = 1712,5 \text{ N/ml}$

III.5.5.1. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1,35 \times 7480 + 1,5 \times 1000) \times 1,30^2 / 2 + 1,35 \times 1712,5 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_u = 9559,85 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 7480 + 1,5 \times 1000) \times 1,30 + 1,35 \times 1712,5$$

$$\rightarrow T_u = 15069,7 \text{ N.m}$$

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

$$= (7480 + 1000) \times 1,30^2 / 2 + 1712,5 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_{ser} = 7014,2 \text{ N.m}$$

III.5.5.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

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

-fissuration peu nuisible

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9559,85}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0398 < \mu \ell = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$=0,0398 \rightarrow =0,0508 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9559,85}{348 \times 0,978 \times 13} = 2,16 \text{ cm}^2.$$

III.5.6. Vérification :

➤ Vérification à l'E.L.U :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal :

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 16 = 4 \text{ cm}^2.$$

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

$$T_u = 15069,7 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15069,7}{1000 \times 130} = 0,12 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,25 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,12 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ 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.

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18667,4}{13726,9} = 1,360$$

$$\alpha = 0,100 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \rightarrow \text{(C.V)}$$

-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.

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_L) = \max (2,16 ; 1,56 ; 4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{\text{ad}}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 25\text{cm}$$

B) armature de répartition

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

III.5.7. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{110} = 0.145 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \quad (\text{c. v})$$

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

III.5.8. Ferrailage des balcons :

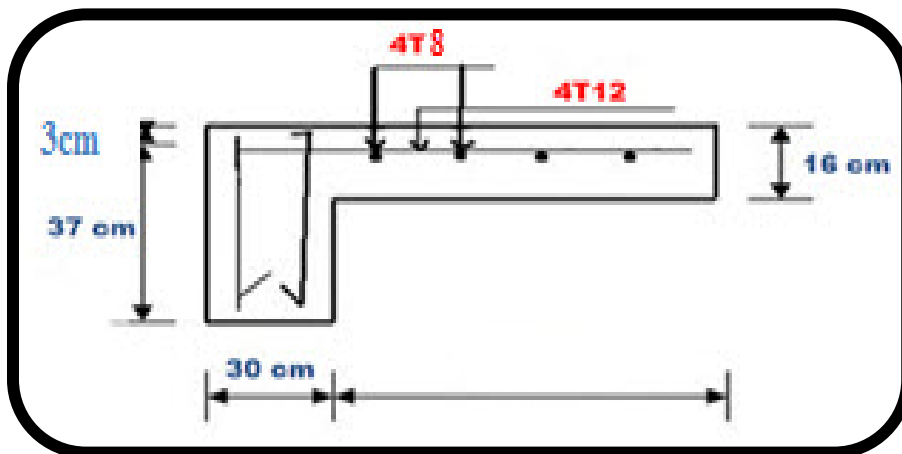


Fig.III.12: Plan de ferrailage du balcon type (1).

III .6 .Calcul de l'acrotère :

III.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant les sommets du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section

La plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est

exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

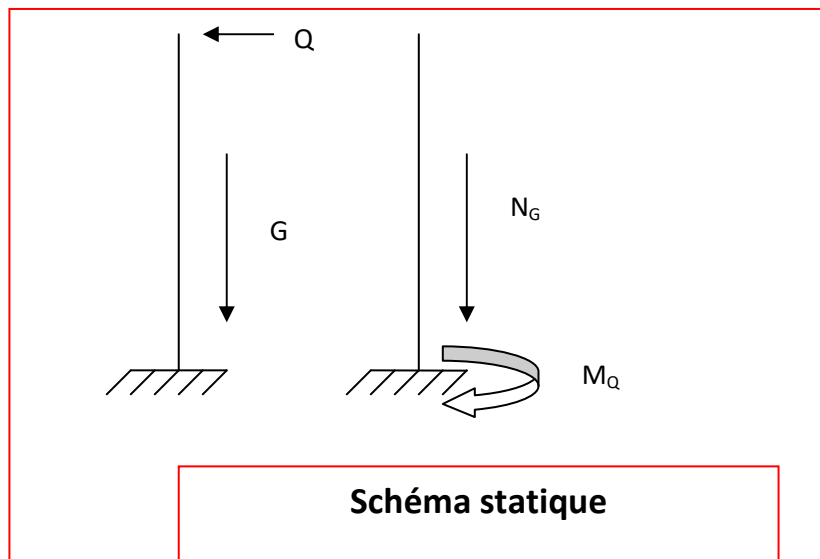


Fig III.13 :schéma statique.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

III.2.La charge permanente :

➤ La surface :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,5 \times 0,1 \times 0,05)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

➤ La charge : $G = \rho \times S$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

✓ béton armé : $G_1 = (\rho \times S) = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml.}$

✓ Enduit de ciment : (2 couches de 1,5 cm)

$$G_2 = 2 \times 0,6 \times 15 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

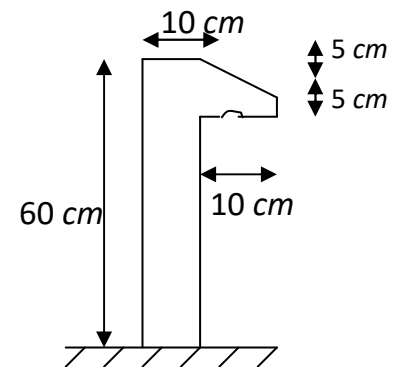
$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 1,69 + 0,27 = 1,96 \text{ KN/ml.}$$

Donc : $G = 1,96 \text{ KN/ml.}$

III.3.La charge d'exploitation :

D'après D.T.R.BC.2.2

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



$Q = 1 \text{ KN/ml}$

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 (I1a) donc :

- $A = 0.15$ selon le tableau 4.1.
- $C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1960 = 940.8 \text{ N/ml.}$$

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

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

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

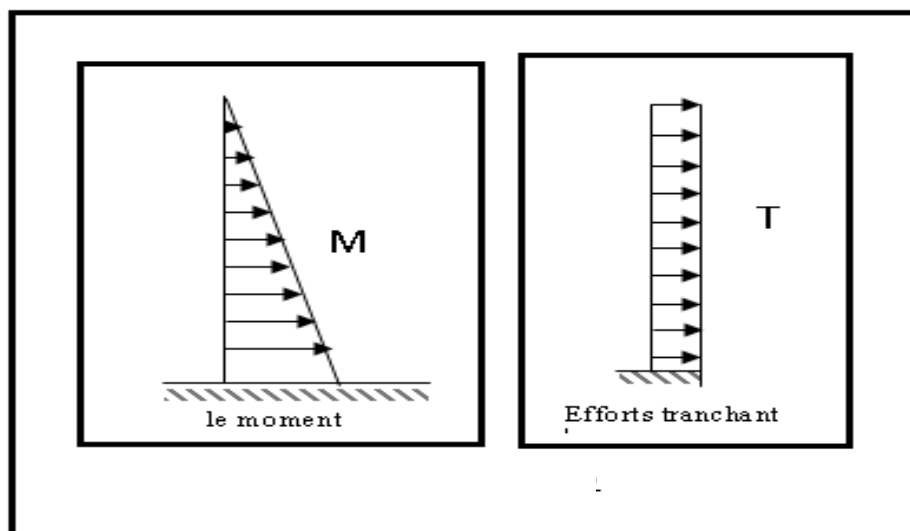


Fig III.14:schéma statique.

III.4.:Sollicitation :

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

$$M_Q = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kgm}$$

$$N_u = g = 196 \text{ kg.}$$

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

III.5. Combinaison d'action :

➤ **E.L.U :**

$$\diamond N_u = 10 \times N_g = 1960 \text{ N/m}\ell$$

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

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

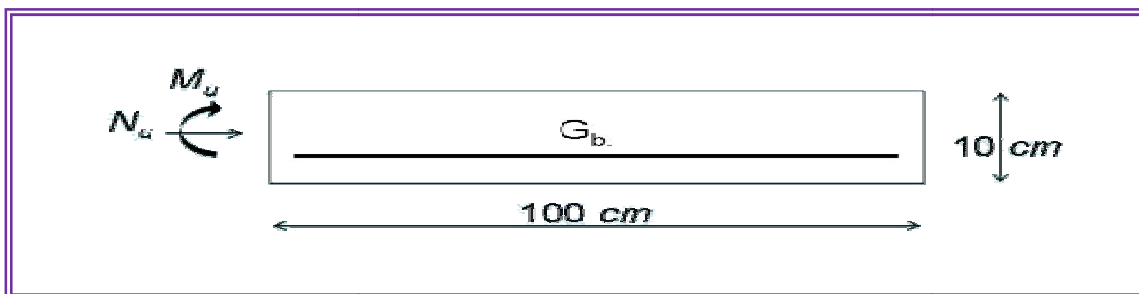
$$\diamond T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

➤ **E.L.S :**

$$\diamond N_{ser} = N_g = 1960 \text{ N/m}\ell$$

$$\diamond M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

III.6. Calcul de ferrailage :



FigIII.15:schéma de la section d'armature

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

➤ On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$).

III.6. Armatures Longitudinales :

➤ **E.L.U :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1960} = 0.459 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.459 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence 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 :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1960 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 939.2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{939.2}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu l = 0.392.$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0135)}}{0.8} = 0.017$$

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

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{935.9}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A = 0.386 - \frac{1960}{100 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

III.7.Vérification :

➤ **E.L.U :**

❖ **Condition De Non Fragilité : BAEL83 (A.4.2.1).**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_0 - 0.455 \times d}{e_0 \times 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{45.9 - (0.455 \times 7)}{45.9 - (0.185 \times 7)} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_l = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

On adopte $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

En plus, les règles de BAEL 83 Art B.5.3.3; indiquent que les armatures longitudinales doivent être disposées de telle sorte que :

$$S_l \leq \min(2.5h; 25\text{cm}) \rightarrow S_l \leq 25\text{cm} \quad \text{on prend } S_l = 20\text{cm}$$

h: hauteur du béton

❖ **Evaluation des armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } A_r = 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

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

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

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

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

$$\overline{\sigma}_s \leq \min(266.67; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

❖ **La contrainte de compression du béton :**

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

❖ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1960} = 0.306 \text{ m} = 30.6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_{bc} - \frac{h}{2} = 30.6 - \frac{10}{2} = 25.6 \text{ cm}.$$

Tab.III.28:tableau récapitulatif :

Compte tenu les convention des signes : c=- 25.6 cm.

C = -25.6 cm.

d = 7 cm.

b = 100 cm.

A' = 0 A = 2.51 cm²

⇒

M₁(N.m)	μ	α	β	A₁^u (cm²)	A(cm²)
939.2	0.0135	0.017	0.993	0.386	0.33

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

$$p = -3(25.6)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)$$

$$p = -1892.4$$

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

$$q = -2(25.6)^3 - 0 - \frac{90 \times 2.51}{100}(7 + 25.6)^2$$

$$q = 31153.7$$

Y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 1892.4y_2 + 31153.7 = 0$$

$$\text{on calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (31153.7)^2 + \frac{4(-1892.4)^3}{27} = -33450057 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3(31153.7)}{2(-1892.4)} \sqrt{\frac{-3}{-1892.4}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos}(-0.98)$$

$$\varphi = 170.65^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-1892.4)}{3}} = 50.23 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3}\right) \Rightarrow y_{21} = 27.44$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 120\right) \Rightarrow y_{22} = -50.15$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 50.23 \cos\left(\frac{170.65}{3} + 240\right) \Rightarrow y_{23} = 22.71$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = y_2 + C$$

$$y_{ser1} = y_{21} + C = 27.44 + (-25.6) = 1.84$$

$$y_{ser2} = y_{22} + c = -50.15 + (-25.6) = -75.75$$

$$y_{ser3} = y_{23} + c = 22.71 + (-25.6) = -2.89$$

Puis $y_1 = y_2 + c$ on prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 1.84 \leq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

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

$$S = \frac{100 * (1.84)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 1.84)] = 25$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1960}{100 \times 25} = 0.748$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.748 \times 1.84 = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.748(7 - 1.84) = 57.89 \text{ Mpa}$$

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:

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ qui égale a } 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ avec } S_{tt} = 20 \text{ cm.}$$

III.8. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On peut utiliser l'inégalité suivante:

$$[\tau_u] \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$$[\tau_u] \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa})$$

$$[\tau_u] \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc on prend :

$$[\tau_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

III.9. calcul de la contrainte tangente conventionnelle :

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

$$V_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u \leq [\tau_u]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.10.Presentation du ferrailage :

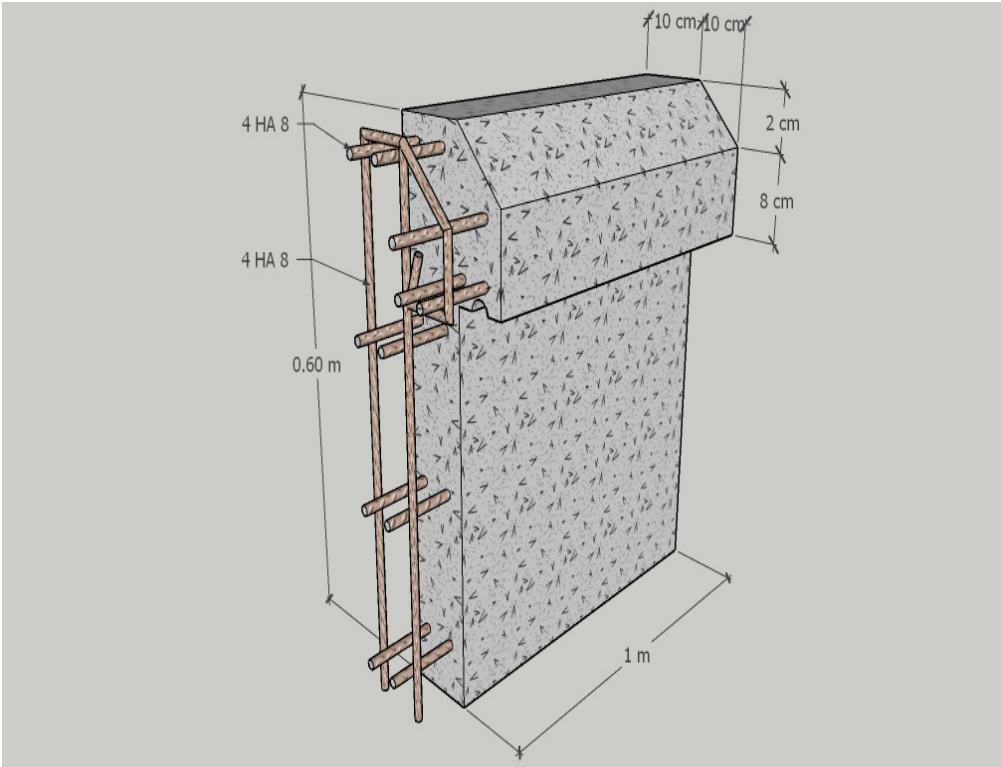


Fig III .16 :ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV :

Etude dynamique et sismique

IV. Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction:

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel ROBOT.

IV.2.Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très Complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

Avec : $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base de bâtiment. RPA (Formule 4.1)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)

Tab IV 1 Coefficients d'accélération A

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

{ Groupe d'usage2
Zone IIa ⇒ A = 0,15

❖ **Facteur de qualité « Q » RPA (formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non

Les valeurs à retenir sont dans le RPA (tableau4.4) à noter que c'est la même dans les deux sens.

Tab IV 2 Facteur de qualité « Q »

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6	Contrôles d'exécution	non	0.10

Donc: $Q_x = Q_y = 1.2$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du

facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases} \quad \text{RPA (formule 4.2)}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le

RPA (tableau 4.7)

On a un site meuble S2 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$

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

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

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le RPA (tableau 4.2)

Tab IV 3 coefficient d'amortissement critique

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc :

$$\xi = 7 \% \longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite

Valeur obtenue par RPA (formules 4.6 et 4.7).

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

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA (tableau 4.6). $C_T=0.05$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D = \begin{cases} Dx = 20,45m \\ Dy = 16,97 m \end{cases}$$

Pour le sens transversal :

$$h_N = 30.60 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T = 0.65 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{20,45}} = 0.61 \text{ s}$$

On prendre : $T_x = \min (T , T_x)$

On a : $T_2 (s_2) = 0.4 \text{ s}$

$$\text{Alors : } Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T_x \leq 3s$$

Donc $D_x = 1.66$

• **Pour le sens longitudinal :**

$h_N = 30.69 \text{ m}$

Donc : $T = 0.65 \text{ s}$

$$T_y = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{16.97}} = 0.67s$$

On prendre : $T_y = \min (T , T_y)$

On a : $T_2 (s_2) = 0.4 \text{ s}$

$$\text{Alors : } Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T_y \leq 3s$$

Donc $D_y = 1.59$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure «R »**

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a : $R = 5$ RPA (tableau 4.3)

Pour la justification de l'interaction portique–voiles. RPA (Art 3.4), on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales de la structure :

Donc : Sens xx $3065,38 / 3458,73 = 88.62 \text{ \%} < 20 \text{ \%}$ non vérifiée

Sens yy $3194,79 / 3447,37 = 92,67 \text{ \%} < 20 \text{ \%}$ non vérifiée

Donc nous changeons la condition de système de contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction en un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé $R=3.5$ RPA (tableau 4.3)

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par le voile

❖ **poids de la structure « w »**

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par RPA (tableau 4.5)

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$ RPA (formule 4.5)

Tab IV 4 Tableau récapitulatif

Paramètre	Résultat
A	0.15
Q	1.2
R	3.5
Dx	1.66
Dy	1.59
W	36266,47

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_l = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.20 \times 36266,47}{3.5} = 3096,12 \text{ KN}$$
$$\Rightarrow V_t = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.20 \times 36266,47}{3.5} = 2965,56 \text{ KN}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par élément fini dénommé **ROBOT**

IV.5.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003

IV.5.1Vérification le période :

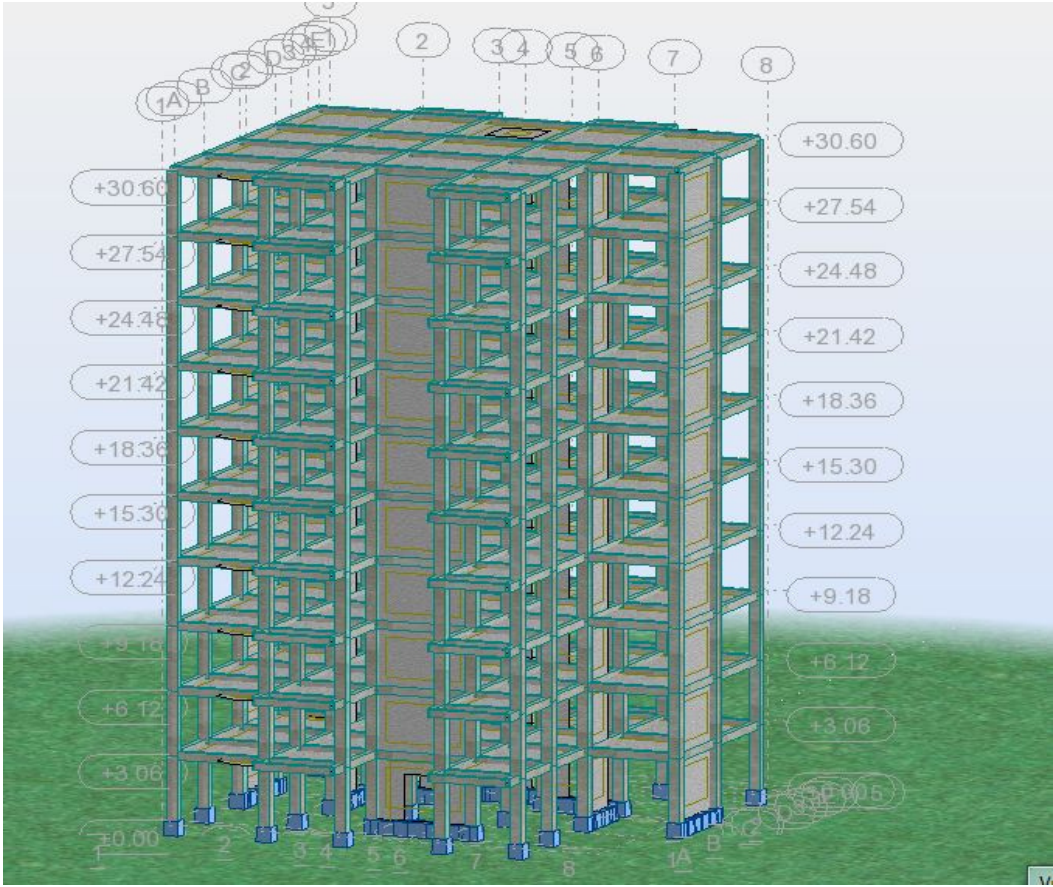


Figure 0-1 modélisation de structure

- Disposition des voiles :

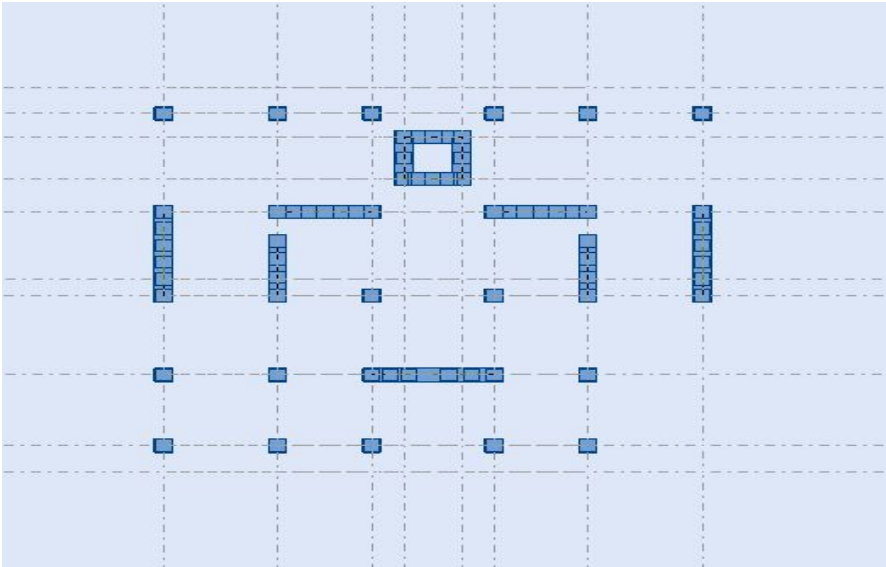


Figure VI-2 Disposition des voiles

- ✓ Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présenté dans le tableau suivant :
Tab IV 5 Vérification le période

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Module UX [%]	Masse Module UY [%]
1	1,15	0,87	70,43	0,04	70,43	0,04
2	1,17	0,85	70,47	69,40	0,05	69,36
3	1,40	0,71	70,87	69,48	0,39	0,08
4	4,17	0,24	81,86	69,48	10,99	0,00
5	4,38	0,23	81,86	77,02	0,01	7,54
6	5,04	0,20	82,18	86,15	0,31	9,13
7	5,07	0,20	88,28	86,63	6,10	0,48
8	5,59	0,18	88,30	86,68	0,02	0,05
9	8,64	0,12	92,95	86,68	4,65	0,00
10	9,02	0,11	92,95	91,29	0,00	4,61

Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,65s$
- ✓ Les 1ers et 2èmes modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%(selon le RPA99).

❖ **INTERPRETATION :**

La valeur de la période fondamentale $T = 0,49s$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) \begin{cases} T_x = 0.61 \text{ s} \\ T_y = 0.67 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0,61 \text{ s} < 1,3 \times 0,67 = 0,87 \text{ s}$$

condition vérifiée

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 Ver 2003 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \nu = \frac{1426,79}{50 * 50 \times 25} = 0,228 \leq 0.3$$

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_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

Remarque :

Après l'étude dynamique on a adopté, pour les poteaux, une section rectangulaire de dimension $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/v 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

TabIV 6 Vérification des forces sismiques

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	3096,12	2476,90	3458,73	Vérifiée
Sens yy	2965,56	2372,45	3447,37	Vérifiée

IV.5.3 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

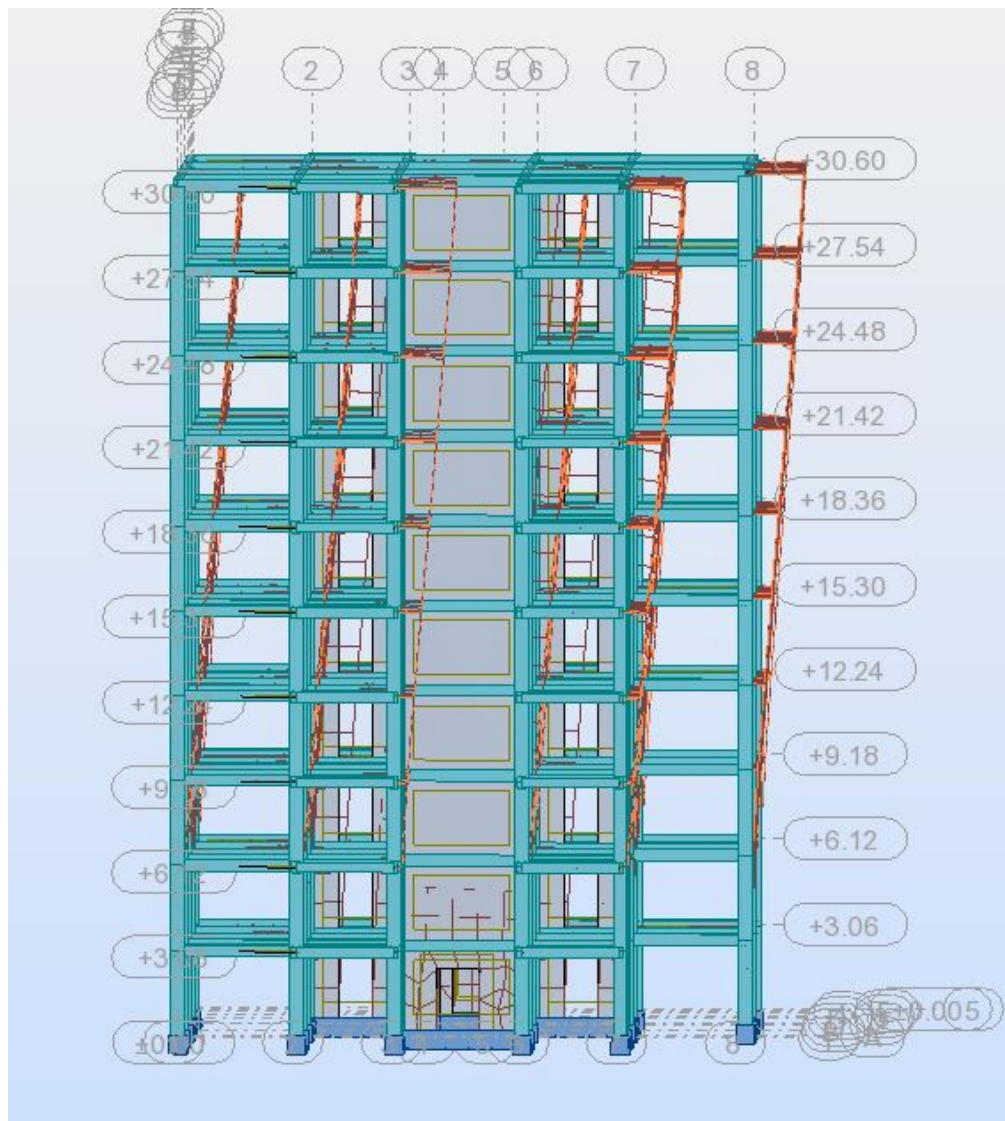


Figure VI-3 déplacement sens X-X

Niv	Sens x-x					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
1	0,4	1,4	0	1,4	306	0,00457
2	1,0	3,5	0,6	2,9	306	0,00948
3	1,8	6,3	0,8	5,5	306	0,01797
4	2,8	9,8	1	8,8	306	0,02876
5	3,8	13,3	1	12,3	306	0,04020
6	4,8	16,8	1	15,8	306	0,05163
7	5,8	20,3	1	19,3	306	0,06307
8	6,7	23,45	0,9	22,55	306	0,07369
9	7,6	26,6	0,9	25,7	306	0,08399
10	8,4	29,4	0,8	28,6	306	0,09346

Tab IV 7 Vérification des déplacements x-x

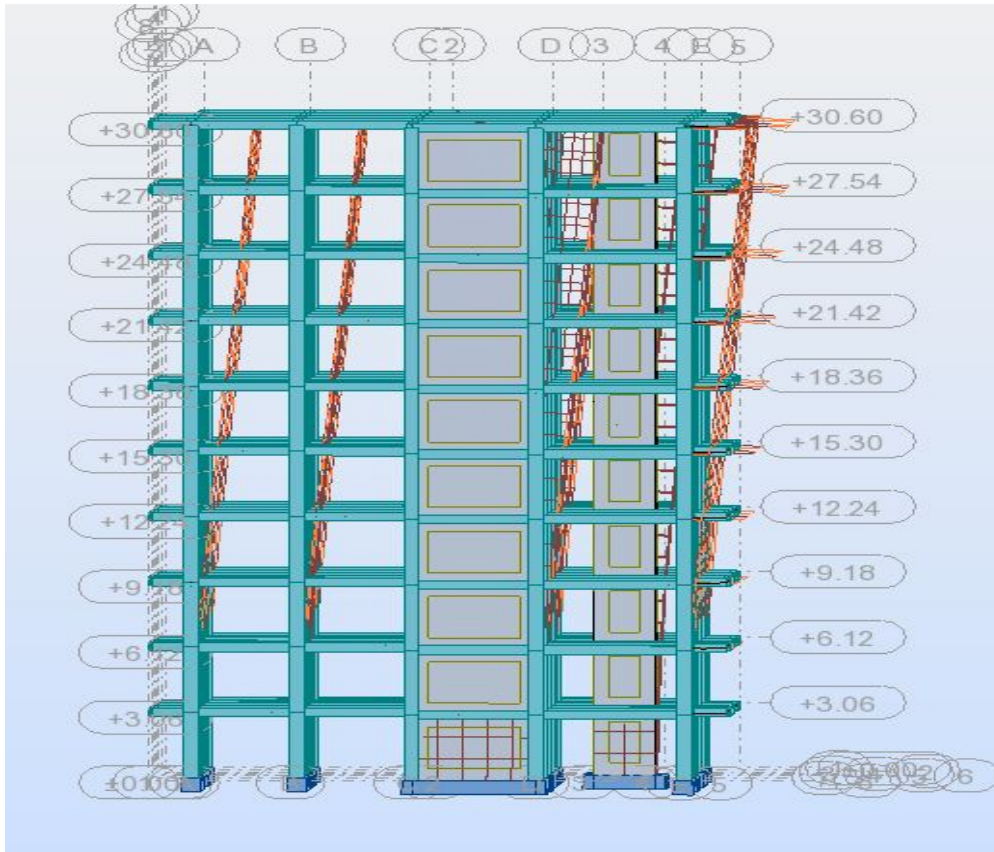


Figure VI-4 déplacement sens Y-Y

Niv	Sens y- y					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	
1	0,3	1,05	0	1,05	306	0,00343
2	0,9	3,15	0,6	2,55	306	0,00833
3	1,6	5,6	0,7	4,9	306	0,01601
4	2,6	9,1	1	8,1	306	0,02647
5	3,5	12,25	0,9	11,35	306	0,03709
6	4,5	15,75	1	14,75	306	0,04820
7	5,5	19,25	1	18,25	306	0,05964

8	6,5	22,75	1	21,75	306	0,07108
9	7,4	25,9	0,9	25	306	0,08170
10	8,2	28,7	0,8	27,9	306	0,09118

TabVI-8 Vérification des déplacements y-y

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au Centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9. RPA99/v2003})$$

P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

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

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/\theta_k(1-)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{K X}$ (cm)	$\Delta_{K Y}$ (cm)	V_{kX} (KN)	V_{kY} (KN)	θ_{kX}	θ_{kY}	≤ 0.10
1	306	5727,7484	1,4	1,05	3503,98	3492,29	0,0075	0,0056	c.v
2	612	5762,0756	2,9	2,55	3427,66	3430,11	0,0080	0,0070	c.v
3	918	5788,4900	5,5	4,9	3275,14	3287,30	0,0106	0,0094	c.v
4	1224	5762,0756	8,8	8,1	3078,67	3091,70	0,0135	0,0123	c.v
5	153	5762,0756	12,3	11,35	2837,25	2850,79	0,1633	0,1499	c.v
6	1836	5762,0756	15,8	14,75	2553,07	2567,35	0,0194	0,0180	c.v
7	2142	5762,0756	19,3	18,25	2226,49	2241,99	0,0233	0,0219	c.v
8	2448	5762,0756	22,55	21,75	1839,01	1855,82	0,0289	0,0276	c.v
9	2754	5762,0756	25,7	25	1360,28	1376,48	0,0395	0,0380	c.v
10	3060	5751,5514	28,6	27,9	734,70	747,47	0,0732	0,0701	c.v

Tab IV 9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

On remarque que la condition $\Theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.5.5 Vérification de l'excentricité :

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_{x1} (m)	e_{y1} (m)
1	20,05	19,12	1,00	0,96
2	20,05	19,12	1,00	0,96
3	20,05	19,12	1,00	0,96
4	20,05	19,12	1,00	0,96

5	20,05	19,12	1,00	0,96
6	20,05	19,12	1,00	0,96
7	20,05	19,12	1,00	0,96
8	20,05	19,12	1,00	0,96
9	20,05	19,12	1,00	0,96
10	20,05	19,12	1,00	0,96

Tab VI-10 Vérification de l'excentricité

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

Sens X : $e_{ax} = 0.05 \times 20,05 = 1,1025\text{m}$

Sens Y : $e_{ay} = 0.05 \times 19,12 = 0.956\text{ m}$

Excentricité adopté :

$$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(1,00, 1,1025) = 1,1025$$

$$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(0,96, 0,956) = 0,96$$

e_x : excentricité suivent x

e_y : excentricité suivent y

IV.6 Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents choques extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

CHAPITRE V :

Ferrailage des éléments structuraux

V.Ferraillage des éléments structuraux

V.1.1 INTRODUCTION :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferraillage de ces éléments.

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

FERRAILLAGE DES POTEAUX

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

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

Tab V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons d'action :

* Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

⚡ 1,35 G + 1,5 Q à l'E.L.U

$$\pm G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

* **Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

$$\pm G + Q \pm E \quad (1)$$

$$\pm 0,8 G \pm E \quad (2)$$

* **les poteaux :**

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

* **les poutres :**

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

* **Pour les voiles :**

$$\pm G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$\pm 0,8 G \pm E$$

V.1.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

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

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **II** sera de :
 - $A_s \geq 0.8\% b.h$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone II.

❖ **résultats obtenus :**

Tab.V.1.3. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	As _{min} RPA (cm ²)	As _{max} RPA (cm ²) Zon courante	As _{max} RPA (cm ²) Zon de recouvrement
Poteau rectangulaire	50×50	20	100	150

V.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

♦ Poteaux de section : (50×50) cm²

C=3cm ; d= h-c = 50-3 =47cm ; Acier Fe E = 400MPa ; fc₂₈=25MPa

$$\underbrace{N (d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

Tab. V.1.4. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

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)
1710,62	2,37	113,98	78,80	25,87	77,85	1245,98	1,74

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de Stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL 91 en adoptant une excentricité

Totale de calcul.

1^{ère} Cas : G+Q±E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{113,98}{78,80} = 1,45 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1,45 + 0,02 = 1,47\text{m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20.e_1}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,284 < \max (15 ; 0,59)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) \cdot \Phi : \text{généralement on prend } \Phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 14,82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,820$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \cdot e_2 = 0,040$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera $\alpha = 0,5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 1,47 + 0,040 = 1,51\text{m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 78,80 \times 1,51 = 118,99 \text{ (KN.m)}$$

• **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 78,80 \text{ (KN.m)} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 118,99 \text{ (KN.m)}$$

$$II = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$II = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 118,99 + 78,80 \left(0,47 - \frac{0,5}{2}\right) = 136,326 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 78,80 (0,47 - 0,03) - 136,326 = -0,101654 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

- **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{136326}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,0667$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ Mpa}, \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0,4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,086; \beta = 0,965$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{136326}{400 \times 0,965 \times 47} = 7,51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7,51 - \frac{78800}{100 \times 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas ELU :

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{MAX} = 1710,62 \text{ (KN)}; \quad M_{corr} = 2,37 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{2,37}{1710,62} = 0,00138$$

$$e_{tot} = 0,06138$$

$$M_{corrigé} = N \cdot e = 1710,62 \times 0,06138 = 104,998 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N \times (d - h/2) = 104,998 + 1710,62 \left(0,47 - \frac{0,5}{2}\right) = 481,334 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 1710,62 (0,47 - 0,03) - 481,334 = -0,190529 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{481334}{14.2 \times 50 \times 47^2} = 0,307$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,473, \beta = 0,811$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{481334}{348 \times 0,811 \times 47} = 36,29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36,29 - \frac{1710620}{100 \times 348} = -12,86 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas . 0.8G+E :

- **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{corr}} = 77,85 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = 25,87 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{77,85}{25,87} = 3,009$$

$$e_{\text{tot}} = 3,069$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 25,87 \times 3,069 = 79,40 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 1,024 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 79,40 + 25,87 (0,47 - \frac{0,5}{2}) = 85,09 \text{ KN.m}$$

$$I = 25,87(0,47 - 0,03) - 85,09 = -0,07371 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{85090}{18,5 \times 50 \times 47^2} = 0,04164$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,05318, \beta = 0,979$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{85090}{400 \times 0,979 \times 47} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4,62 - \frac{25870}{100 \times 400} = 3,98 \text{ cm}^2$$

V.1.5.Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\%(h.b) = 0.008(50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

zone courante :

$$A_{\max} = (4 \times b \times h) / 100 = 100 \text{ cm}^2$$

zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 150 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,84 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20 = 25.13 cm²**

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopté}}$
G+Q+E	5,54	20	2,84	4HA16+4HA20 = 20.61 cm²
ELU	0			
0.8G+E	3,98			

V.1.6. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{\text{corr}} = 1,74 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 1245,98 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1,74}{1245,98} = 0,00140 \text{ m} \quad e_0 = 0,00140 < \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 50 \times 50 + 15(20,61) = 2809,15 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{2809,15} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(8,04 \times 3 + 12,57 \times 47) \right] = 25,53 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25,53 = 24,47 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (25,53^3 + 24,47^3) + 15 \times [8,04(25,53 - 3)^2 + 12,57(24,47 - 3)^2] = 669666,43 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 1,74 \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma_0 = \frac{12459,80}{100 \times 28,0915} = 4,43 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1740}{669666,43} = 0,02598$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4,43 + 0,02598 \times 25,53 = 5,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (c_v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4,43 + 0,02598(25,53 - 3)] = 75,2299 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4,43 - 0,02598(47 - 25,53)] = 58,0831 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 75,2299 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

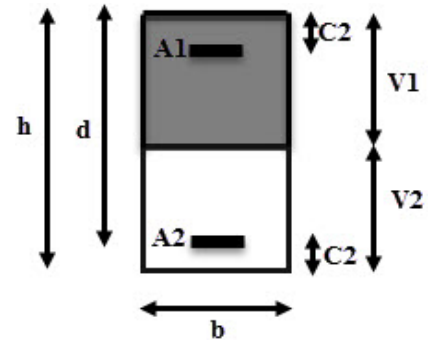
$$\sigma_s^2 = 58,0831 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V \text{ max} = 63,41 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :



$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{63,41 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,2698 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,2698 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

Calcul d'armature transversale :

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,50} \text{ ou } \frac{2,142}{0,50} \right) \lambda_g = (4,284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 63410 \times 0.10}{50 \times 400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 63410 \times 0.15}{50 \times 400} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,78 \text{ cm}^2$ soit : **4T10 / $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$**

VI.1.7. Vérification des cadres des armatures minimales :

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

ETAGE	S _{POT} (cm ²)	A _{RPA} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
-------	-------------------------------------	-------------------------------------	-----------------------------	---------------------------------------

RDC- 9	50x50	20	4HA20+4HA16	20,61
---------------	--------------	-----------	--------------------	--------------

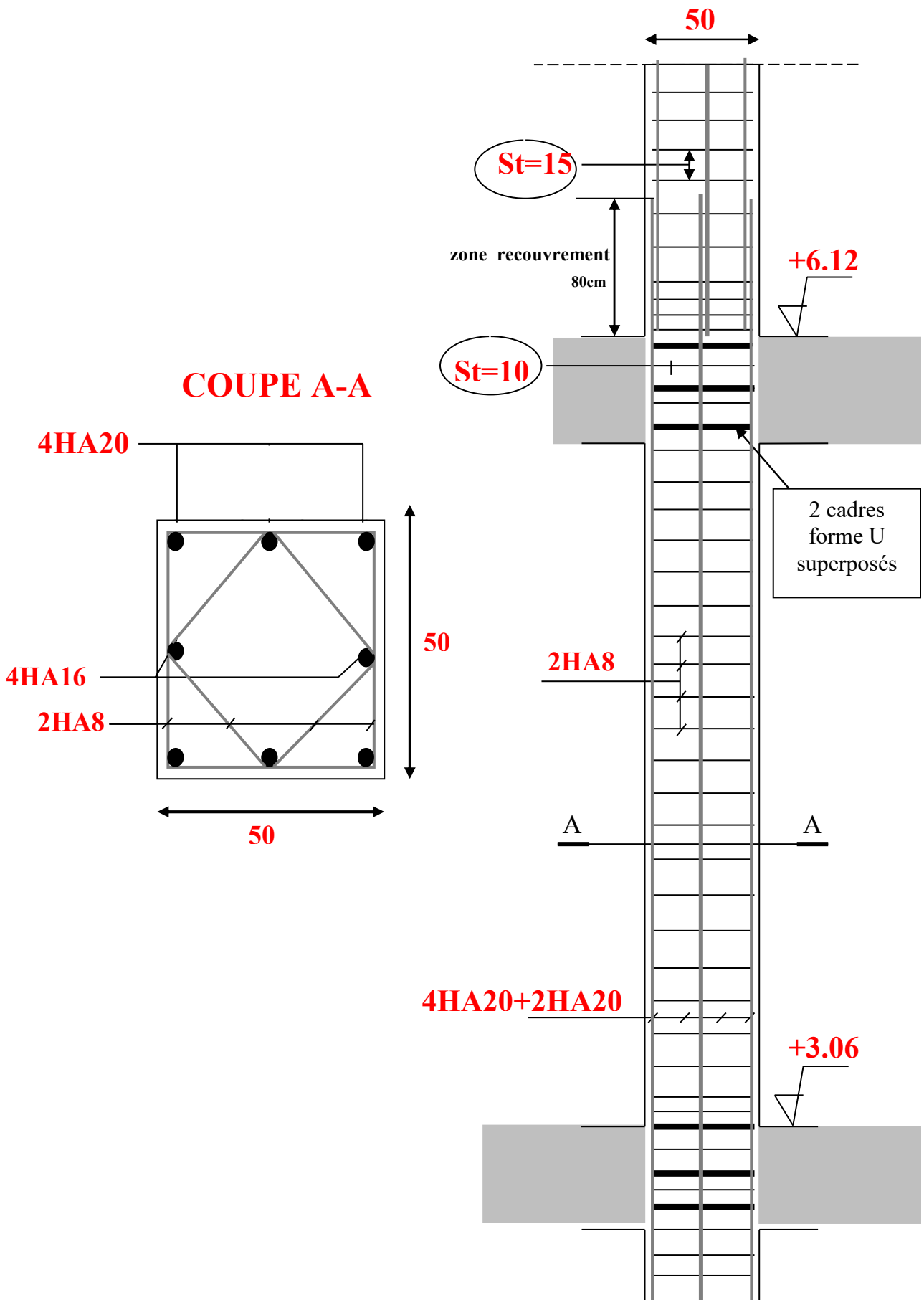


Fig.V.1.FERRAILLAGE

POTEAUX (50×50)

FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , 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 II.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014, sous les combinaisons d'action suivante :

Pour les poutres principales (30× 40) :

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q±E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	30,15	75,72	21,98	54,78	46,49	106,22
	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m

V.2.3. Les poutre principales

V.2.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL** :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} , \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \quad \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS** :

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

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,340325 \text{ cm}^2$$

V.2.3.2. Calcul des armatures

Combinaisons : 1.35G+1.5Q

En travée

- **E.L.U** :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travé}$ (cm ²)
RDC-9 etage	30150	0,052	0,392	0,066	0,973	2,40

- **E.L.S :**

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

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-9 etage	0,066	30150	21980	1,372	0,436	Vérifier

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC-9 etage	2,40	1,2	1,340325	6	6	5T14 =7,70cm ²

La combinaison : G+Q±E :

En travé:

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travé}$ (cm ²)
RDC-9 etage	46490	0,080	0,392	0,104	0,958	3,77 cm ²

- **E.L.S :**

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

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-9 etage	0,104	46490	21980	2,115	0,807	Vérifier

Sur Appuis :

Tab. V.5. Nappe supérieure

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm^2)
RDC- 9 etage	103200	0,17695655	0,392	0,24525587	0,90189765	7,187 cm^2

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	A_{appuis} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max}^{RPA} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
RDC- 9etage	7,187	1,2	1,340325	6	7,187	5T14 =7,70 cm^2

V.2.4..État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40 / 490 = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00639 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

$$V_u^{\max} = 103,84 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{103840}{300 \times 370} = 0,9355 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0,9355 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :BAEL 91 (art

A.5.1,313)

$$V_u=103,84\text{KN} \quad \alpha=0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33,3$$

$$V_u=103,84\text{KN} \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u= 103840\text{N} \leq 0.267 \times 33,3 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 889110 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

V.2.5..Les Armatures transversales :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

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

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11,42\text{mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'aprèsBAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

- D'aprèsRPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.2.6.La section de ferrailage transversal :

- **D'aprèsBAEL 91(Art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 40 \times 20}{400} \dots\dots\dots A_t = 0,8 \text{ cm}^2$$

- **D'aprèsRP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

V.2.7. Les poutres secondaires (30*35) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.05 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.1592 \text{ cm}^2$$

V.2.8. Calcul des armatures :

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q±E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
VALEURS	20,52 KN	27,08 KN	14,83 KN	19,71 KN	90,85 KN	104,77 KN

Combinaisons 1.35G+1.5Q :

- En travée. E.L.U :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 9 etage	20520	0,047040	0,392	0,060252	0,97589	1,88cm ²

• **E.L.S :**

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

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 9 etage	0,060252	20520	14830	1,3836	0,441841	Vérifier

Tab. V.5. Tableau récapitulatif des résultats

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 9 etage	1,88	1,05	1,1592	5,25	5,25	6T12 =6,79cm ²

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travé}$ (cm ²)
RDC- 9etage	90850	0,208264	0,392	0,295184	0,8819	9,25

• **E.L.S :**

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

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 9 etage	0,295184	20520	14830	1,3836	0,441841	Vérifier

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 9 etage	104770	0,240175	0,392	0,348915	0,860	10,93

Tableau récapitulatif :

Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex

Niveau	A _{appuis} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC- 9 etage	10,93	1,05	1,1592	5,25	10,93	6T16 =12,06cm ²

V.2.9.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0879 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0104 \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

$$V_u^{\max} = 28,67 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{28670}{300 \times 320} = 2,98 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 28,67 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 28670 \leq 0.267 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N (conditions vérifiées)}$$

V.2.10. Les armatures transversales :

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2, 2)

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

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement** :

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.2.11. La section de ferrailage transversal :

- D'après BAEL 91 (Art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 17,5}{400} \quad A_t = 0.525 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}, A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Tab. V.5. Résumés des résultats

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×40)	Travée	5HA14	7,70 cm ²
	Appui	5HA14	7,70 cm ²
P.S (30×35)	Travée	6HA12	6,79 cm ²
	Appui	6HA16	12,06 cm ²

V.2.12. Présentation du ferrailage :

Figure V.2. : Ferrailage des poutres principales

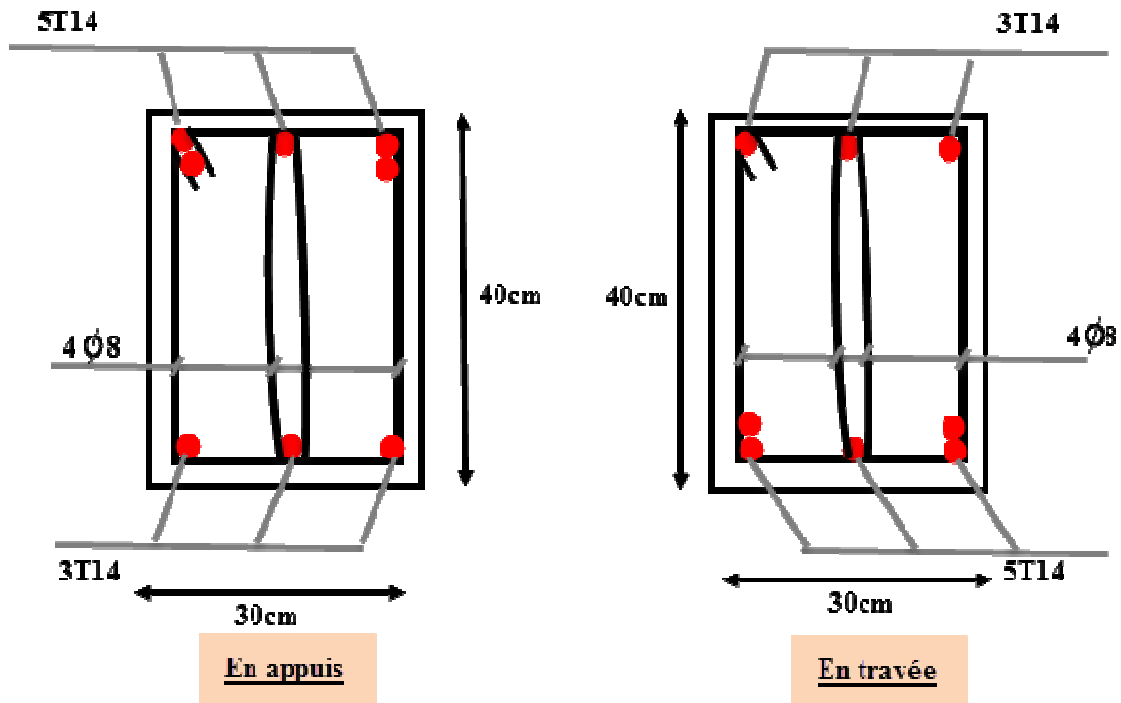
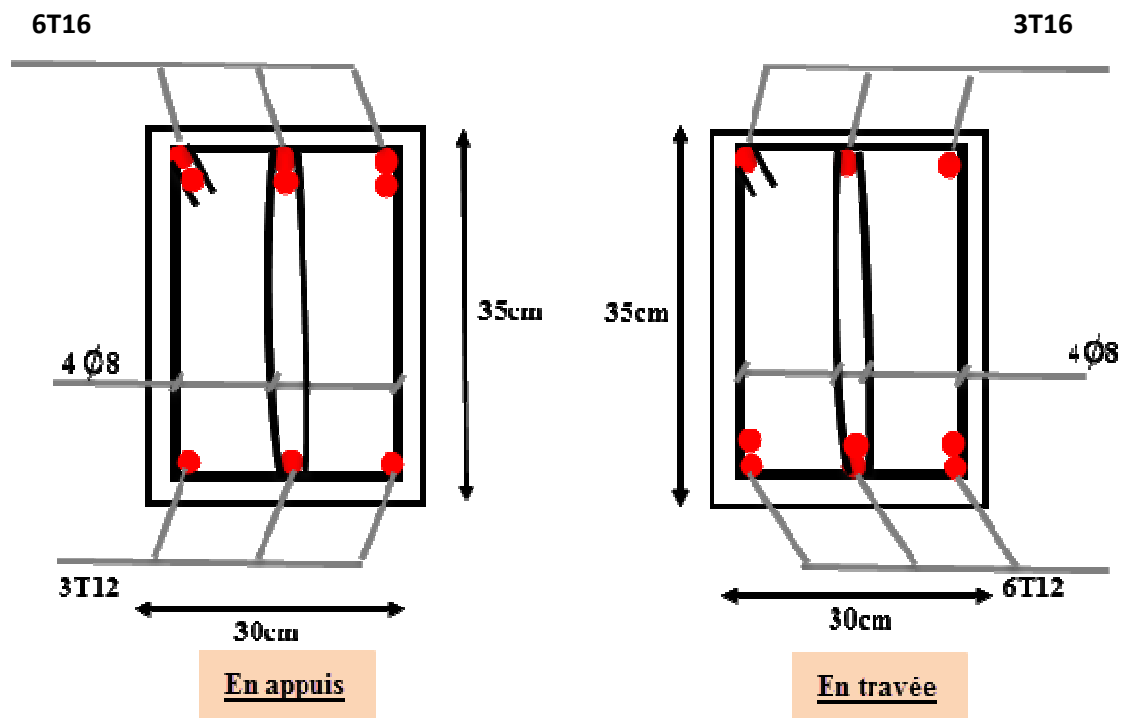


Figure V.3. : Ferrailage des poutres secondaire.



FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1 Introduction :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2.Types d'armatures :

-Armatures verticales :

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**

-Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.4). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vJ} = 1,1 \frac{V}{Fe} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.3.3.Calcul de la section d'armature :

V.3.3.1. 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).

- Calcul des sections suivant leurs natures :

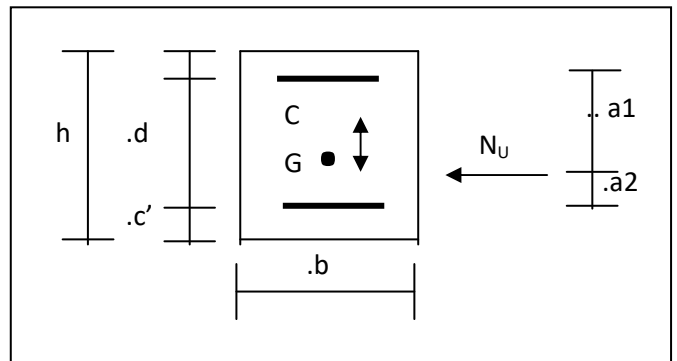
➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

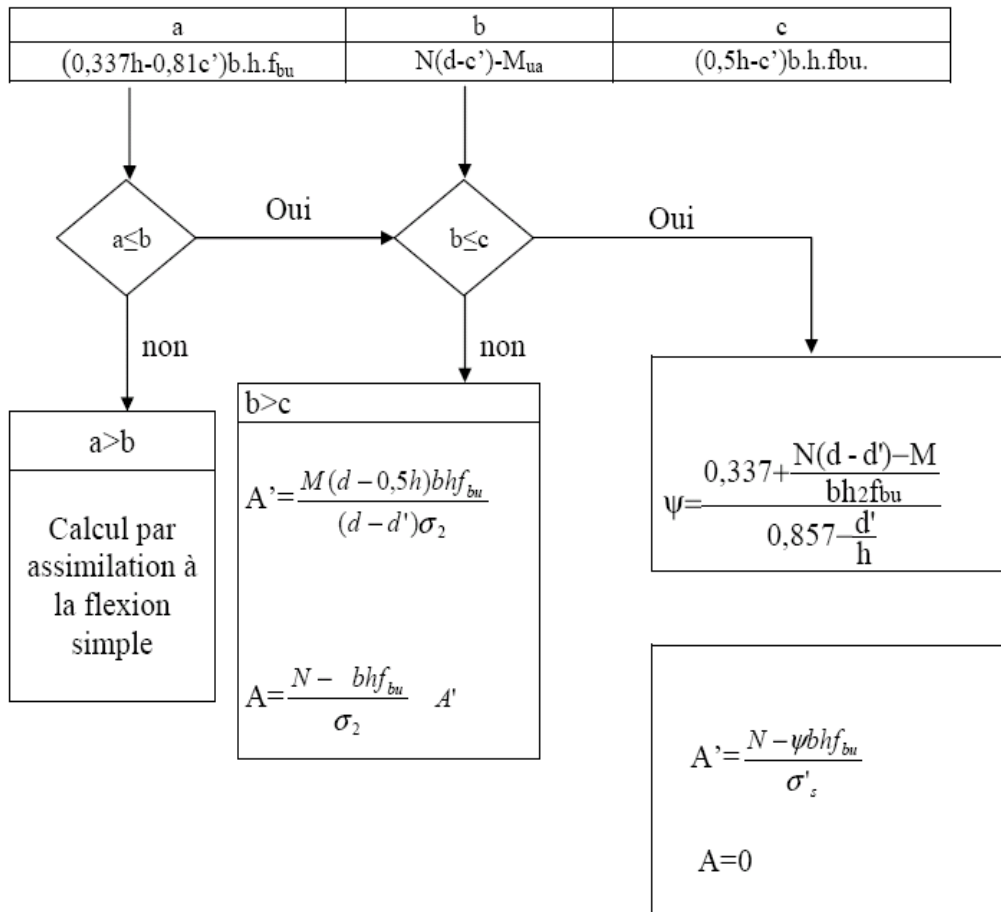


➤ Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Exemple de calcul (RDC)

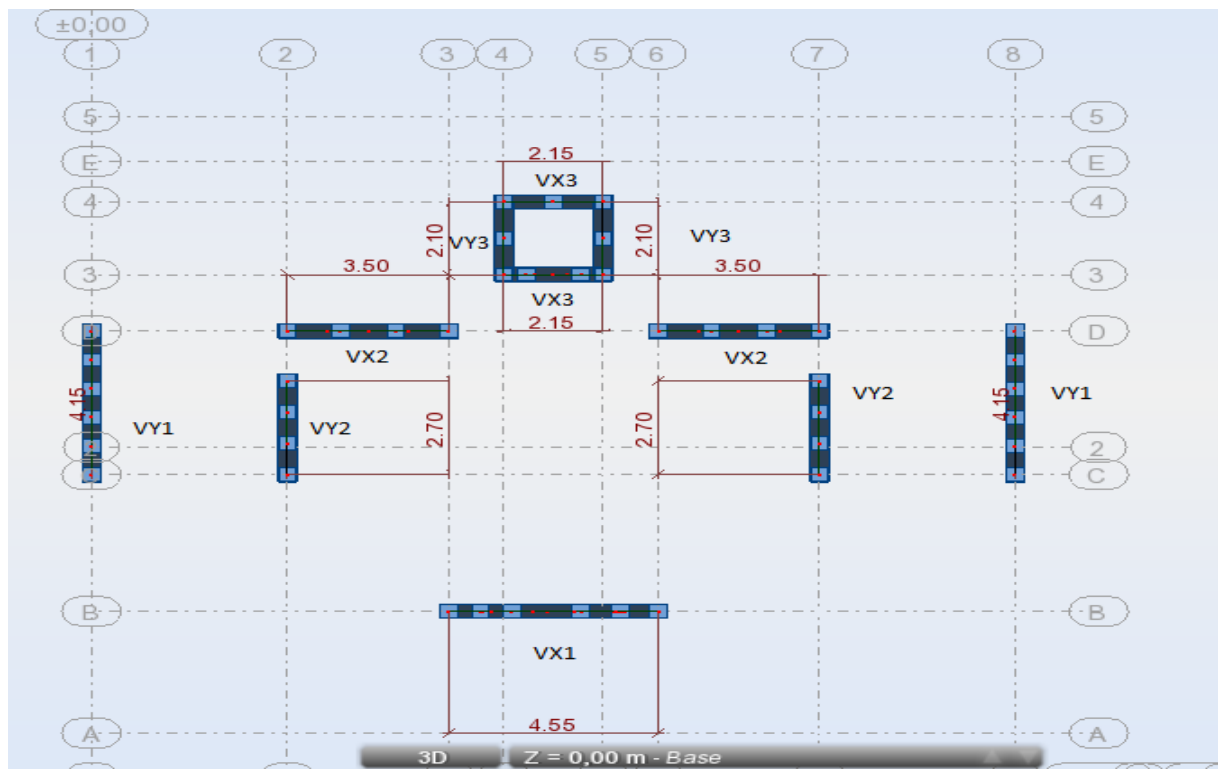


Fig.V.5.la disposition des voiles

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

I.1.1 Calcul des sollicitations

TabV.5 sollicitations des voiles

Voile	Vx1	Vx2	Vx2	Vx3	Vx3	Vy1	Vy1	Vy2	Vy2	Vy3	Vy3
L(m)	4,55	3,50	3,50	2,15	2,15	4,15	4,15	2,70	2,70	2,10	2,10
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN.m)	508,4	201,7	200,1	65,48	95,44	4997,38	5144,54	1812,89	170,3	55,81	51,45
N(KN)	- 164,74	- 84,43	- 85,54	36,93	61,99	- 976,47	- 89,25	13,86	- 10,97	85,57	87,10
V (KN)	271,9	129,4	109,3	115,4	120,3	686,1	988,3	387,6	96,55	79,37	86,60

- **Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :**

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h=4,55m) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

Soit le voile 'Vx1' niveau RDC

T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
271,92	164,74	508,39	3,086

$$M_{\max}=508,39\text{KN.m}$$

$$N_{\text{cor}}=164,74\text{KN}$$

$$h=4,05 \text{ m} \quad ; \quad c=3 \text{ cm}$$

$$d=h-c=4,02\text{m} \quad ; \quad b=0,20\text{m}$$

V.3.3.2.Armatures verticales :

$$a=(0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$a=(0.337 \times 4,05 - 0.81 \times 0,03) 4,05 \times 0,2 \times 18,5$$

$$a=20,088\text{MN.m} = 20088\text{KN.m}$$

$$b = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 508,39 + 164,74(4,02 - 2,025) = 837,0463 \text{ KN.m}$$

$$b = 164,74 (4,02 - 0,03) - 837,0463 = -179,733\text{KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

a)Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,20}{3,06} = 1,30$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{4,05} = 0,528$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,528 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

b)Calcul de ferrailage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N (e + d - \frac{h}{2}) = 164,74(3,086 + 4,02 - 2,025) = 837,044 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

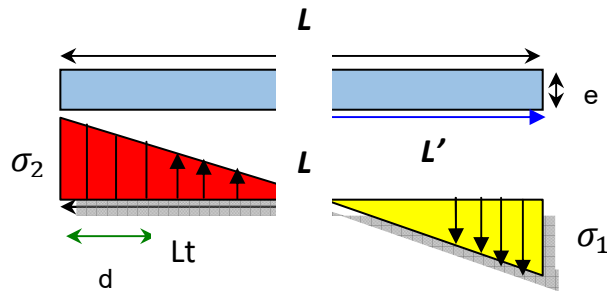
M_1 (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)
837,044	0,0139	0,392	0,0176	0,993	5,24

- **flexion composée:**

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
164740	1,12	0

c) L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} - \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = -0,7265 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} - \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = -0,7265 \text{ MPa}$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4,05 \times \frac{0,7265}{1,13322 + 0,7265} = 1,582 \text{ m}$$

$$l^t = h \cdot \frac{\sigma_2^2}{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = 4,05 \times \frac{0,7265^2}{1,13322^2 + 0,7265^2} = 1,582 \text{ m}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ;$$

□

$$L' = L - L_t = 4,05 - 1,582 = 2,468 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^1 = 0,002 \times L_t \times a = 6,328 \text{ cm}^2$

d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 405 = 12,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 405 = 12,15 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 12,15 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 4,05 - 2 \times 1,582 = 0,886 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 20 \times (88,6) = 1,772 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Tab V.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{\min}^g (cm ²)	condition	A_{adopt}
RDC V(0,15×3×3,06)	12,15	2,26	26,56	12,15	Verifier	15,71=20HA10

-Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 15,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow 20\text{HA}10$$

- En zone courante :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{HA}6$$

e) L'espacement:

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min(300 ; 30 \text{ cm})$$

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 cm

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport RPA99 .

f)Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b₀ : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0,272}{0,20 \times 0,9 \times 4,05} = 0,373 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.3.4.Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum des armatures horizontaux pour une bande de 1 m de largeur.

globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2,26 \text{ cm}^2 / ml$

V.3.5.Les Armatures Transversal :

-D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{164,74 \times 10^3}{200 \times 4050} + \frac{6 \times 508,39 \times 10^6}{200 \times (4050)^2} = 1,13322 MPa < 18.5 Mpa$$

V.3.5.1.Ferrailage :

Tab V.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Voile	Vx1	Vx2	Vx2	Vx3	Vx3	Vy1	Vy1	Vy2	Vy2	Vy3	Vy3
L(m)	4,55	3,50	3,50	2,15	2,15	4,15	4,15	2,70	2,70	2,10	2.10
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN .m)	508,39	201,67	200,14	65,48	95,44	4997,38	5144,54	1812,89	170,28	55,81	51,45
N (KN)	-164,74	-84,43	-85,54	36,93	61,99	-976,47	-89,25	13,86	-10,97	85,57	87,10
V (KN)	271,92	129,4	109,3	115,4	120,3	686,1	988,3	387,6	96,55	79,37	86,60
A (cm ²)	12,15	2,32	2,31	0,73	0,96	38,92	34,55	23,36	2,31	1,96	1,91
Disp Des barrs	12HA12 13,57	3HA12 3,39	3HA12 3,39	2HA10 1,57	2HA10 1,57	8HA25 39,27	6HA28 36,95	5HA25 24,54	3HA12 3,39	2HA12 2,26	2HA12 2,26
S _{t about}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

V.3.5.2 Schéma de ferrailage des voiles

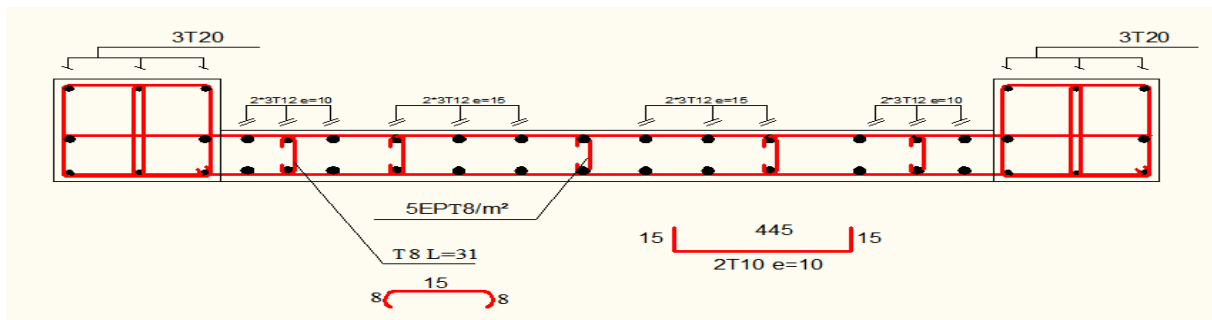


Fig.V.6.Schéma de ferrailage des voiles.

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI . ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les 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.

Les 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...)

VI.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de **BORDJ BOU-ARRERIDJ**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=2,00$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

-ancrage des fondations : $D = 3,366$ m

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

VI.4. Définition de type de semelle :

calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 20 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 4131,97 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{4131,97}{20} = 206,60 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 313,98 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 65,80\%$ on déduit :

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

VI.4.1. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

- *Sous poteaux :*

-*La dalle :*

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{455}{20} = 22,75 \text{ cm}$$

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

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, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.55 \text{ m} ; E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.55^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,5143 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (51,43\text{cm} , 22,75\text{cm} , 45,5\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 60\text{cm}$.**

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$P_{Longrine} = L \times b \times h \times 2,5 = 80,63 \times 0,3 \times 0,25 \times 2,5 = 15,12 \text{ T}$$

$$P_{Dalle F} = S \times e \times 2,5 = 313,98 \times 0,1 \times 2,5 = 78,495 \text{ T}$$

$$H_T = 30,60 ; \quad h_{infr} = (30,60 / 10) = 3,060 \text{ m} ; \quad h_t = h_{infr} - h_r = 3,060 - 0,6 = 2,46 \text{ m}$$

$$V_T = h_t \times S = 2,46 \times (313,98) = 772,39 \text{ m}^3 ; \quad V_{Pot} = 26 \times (b \times h \times h_t)$$

$$V_{voile} = 11 \times (b \times h \times h_t) ; \quad V_{Remblaie} = V_T - (V_{Pot} + V_{voile}) = 679,69 \text{ m}^3$$

$$P_{Béton} = (V_{voile} + V_{Pot}) \times 2,5 = 74,75 \text{ T} ; \quad P_{Remblaie} = V_{Remblaie} \times \gamma_S = 1359,38 \text{ T}$$

$$N_{infr} = 15,12 + 78,495 + 74,75 + 1359,38 = 1527,745 \text{ T}$$

$$N_{ser} = G + Q = 4131,97 \text{ T}$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr} = 4131,97 + 1527,745 = 5659,715 \text{ T}$$

$$\sigma_S = 2 \text{ bars} = 20 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{5659,715}{20} = 282,98 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 313,98 \text{ m}^2 > S_{rad} = 282,98 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (20,05 m)

L_y: largeur en plan (16,97 m)

- **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 60 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (30 ; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0,4 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 313,98 + 0,4 \times 2(20,05 + 16,97) = 328,79 \text{ m}^2.$$

Remarque:

Pour des raison d'économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 60 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 50 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au poinçonnement:**

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau(B6)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **248,59 T.**

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,5 + 0,5 + 2 \times 0,6) = 4,4$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 4,4 \times 0,6 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 198T$$

$$N_u = 248,59T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 198T \dots\dots\dots(\text{condition non vérifié}).$$

b-vérification pour les voiles :(panneau N° 1728) :

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 137,42 T$$

$$\mu_c = 2(4,10 + 0,20 + 2 \times 0,6) = 11$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 708T$$

$$N_u = 137,42T \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 495T \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier:**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier :
$$\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 3954,84T$$

$$N_{radier} = 328,79 \times 0,6 \times 25 = 4931,85 KN$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 3954,84 + 493,185 = 4448,025T$$

b. Vérification à l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 KN/ m^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 3,060 m$).

S : surface de radier ($S = 328,79 m^2$).

- $W = N_T = 4448,025T$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1509,15$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$4448,025 \geq 1509,15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9,16 \text{ m}$$

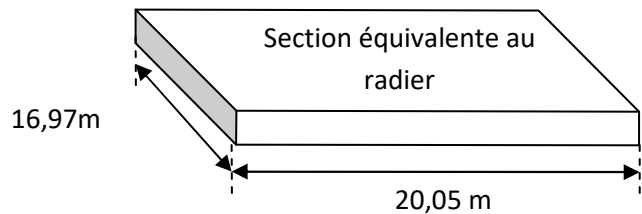
$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9,35 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 8165,42 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 11398,39 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 340,25 \text{ m}^2 \text{ donc: } a = 20,05 \text{ m. et } b = 16,97 \text{ m}$$



VI.6. Vérification de stabilité :

➤ Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \text{ e.: l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

Sens longitudinal :

$$\sum N_{total} = 2807,52 \text{ T}$$

$$\sum M_x = 6330,92 \text{ T.m}$$

$$\sum M_y = 6038,27 \text{ T.m}$$

Tab IV.1 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	2807,52	2807,52
M (T.m)	6330,92	6038,27
e (m)	0,44	0,46
L / 4 (m)	5,012	4,242
Condition	Condition vérifié	Condition vérifier

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

N = 2807,52 T

M_{x-x} = 6330,92 T.m

M_{y-y} = 6038,27 T.m

S_{radier} = 351m²

I_{x-x} = 8165,42 m⁴

I_{y-y} = 11398,39m⁴

X_G = 9,16 m

Y_G = 9,35 m

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	15,10	0,90	11,55	30	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	12,95	3,04	10,47	30	Condition vérifier

Tab IV.2 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

VI.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- 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 BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **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>
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

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 :**

Tab IV.3 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$ $q_u = \frac{5043,16 + (1,35 \times 2061,38)}{351}$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$ $q_s = \frac{4131,97 + (2061,38)}{351}$
$q_u = 22,30 T/m$	$q_s = 17,64 T/m$

Le plus grand panneau est le panneau du 4,90×4,25

a) l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 22,30 T/m$

$\alpha = 4,25/4,9 = 0.86 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0498$$

$$\mu_y = 0,693$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0498 \times 22,30 \times 4,25^2 = 20,059 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0,693 \times 20,059 = 13,90 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 20,059 = 17,05 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 13,90 = 11,815 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 20,059 = 6,08 \text{ T.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s, \min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 50 - 5 - 2/2 = 44 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 42 \text{ cm}$$

Tab IV.4 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)
M (T.m)	6,08	17,05	6,08	11,815
μ	0,0221161	0,0620198	0,0242726	0,0680671
α	0,0279577	0,0800905	0,0307182	0,0881952
β	0,9888169	0,9679638	0,9877127	0,9647219
As (cm²/ml)	3,64	10,42	3,82	10,95
As min (cm²/ml)	5,313	5,313	5,071	5,071
Choix des barres	4HA12	7HA14	4HA12	7HA14
As Choix (cm²/ml)	4,52	10,78	4,52	10,78
Espacement (cm)	25	10	25	10

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 17,64 \text{ T/m}$

$\alpha = 4,25/4,9 = 0.86 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0569 \quad ; \quad \sigma_b = 201,63$$

$$\mu_y = 0,791 \quad ; \quad \sigma_s = 400MPa$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 18,13 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 14,34 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 15,41 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 12,189 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 5,44 \text{ T.m/ml.}$$

VI.8. Calcul des armatures:

Tab IV.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)	Sur appui (T.m)	En travée (T.m)
M (T.m)	5,44	15,41	5,44	12,189
μ	0,0013936	0,0019899	0,0015294	0,0034295
α	0,0017432	0,0024898	0,0019133	0,0042942
β	0,9993027	0,9990040	0,9992346	0,9982822
As (cm²/ml)	3,09	8,76	3,24	7,27
As.min (cm²/ml)	5,313	5,313	5,071	5,071
Choix des barres	4HA12	5HA16	4HA12	5HA16
As Choix (cm²/ml)	4,62	10,05	4,62	10,05
Espacement (cm)	20	14	20	14

❖ **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{22,30 \times 4,25 \times 4,9}{2 \times 4,9 + 4,25} = 330,53 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{330,53 \times 10^3}{1000 \times 440} = 0,751 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

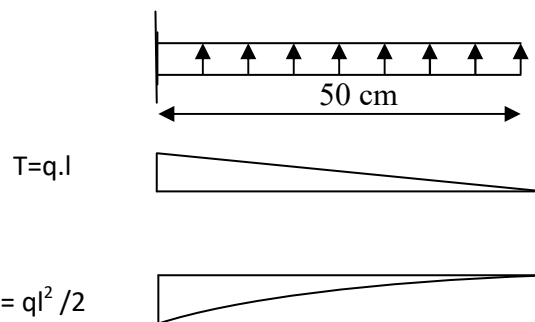
$$\tau_u = 0,751 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	50	44	50	223,01	176,4



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

$$A_{s\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 12,5 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 27,51 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$	A_{BAEL}	A_{adopt}
27,51	0,01000	0,01257	0,995	1,80	6,32	12,5	7,7

Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{s\min}, A_{s\text{ser}})$.

$$A_s = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A = 12,32 = 8\text{HA}14/\text{ml}$ avec un espacement 14 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3,14=4HA10 avec un espacement 12 cm.

VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

- Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a $\rho = 0,954 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 22,30 \text{ T/m}^2$$

$$q_s = 17,64 \text{ T/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014

Sens (x-x) :

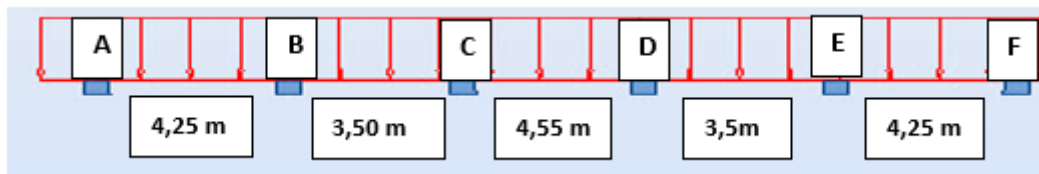


Schéma statique de la nervure sens (x-x)

l'ELU :

Travée	4,25m	3,50m	4,55m	3,50m	4,25m
La charge P (T/m)	47,39	39,025	50,73	39,025	47,39

l'ELS:

Travée	4,25m	3,50m	4,55m	3,50m	4,25m
--------	-------	-------	-------	-------	-------

La charge P (T/m)	37,48	30,87	40,31	30,87	37,48
------------------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Sens (y-y) :

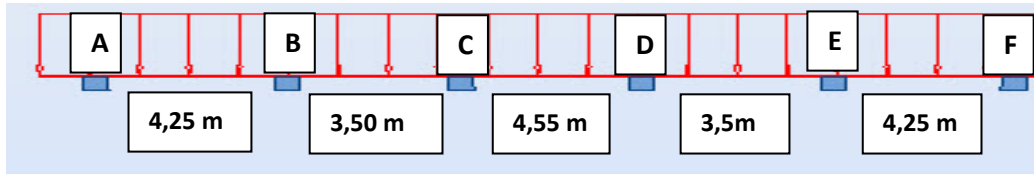


Schéma statique de la nervure sens (y-y)

l'ELU:

Travée	4,9m	4,15m	3,95m	3,52m
La charge P (T/m)	54,63	46,27	44,04	39,25

l'ELS:

Travée	4,9m	4,15m	3,95m	3,52m
La charge P (T/m)	43,22	36,60	34,84	31,05

❖ **Diagrammes des sollicitations:**

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**

A L'ELU:

Sens (x-x) :

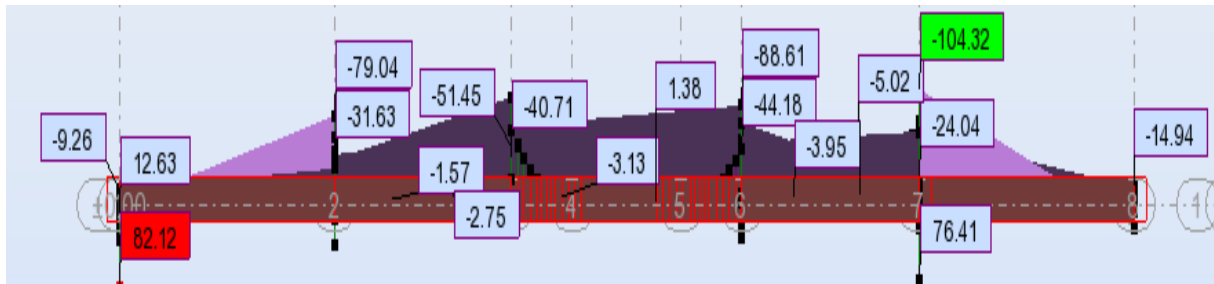


Diagramme des moments fléchissant

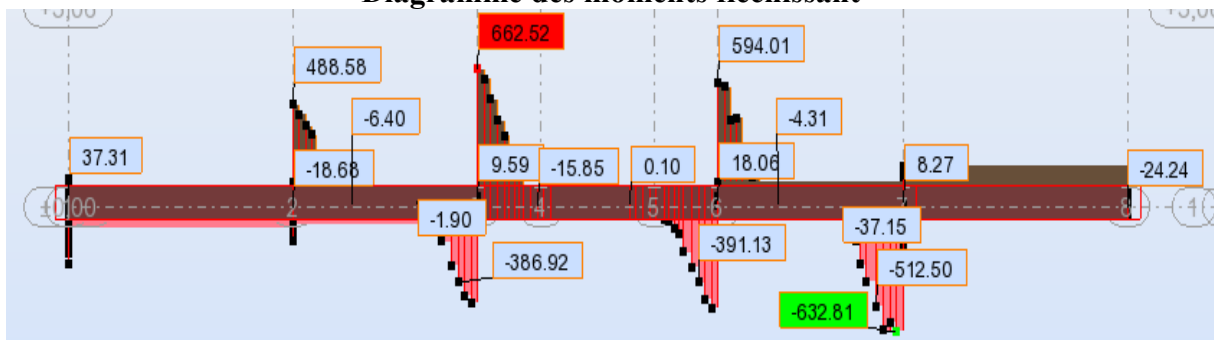


Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

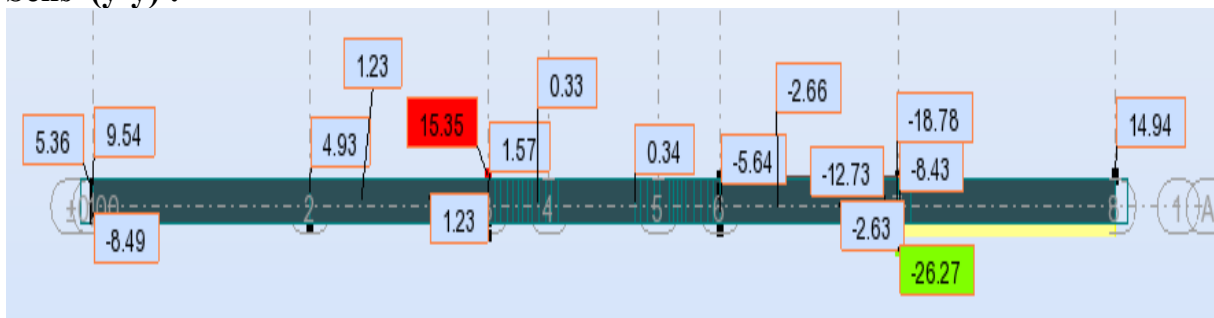


Diagramme des moments fléchissant

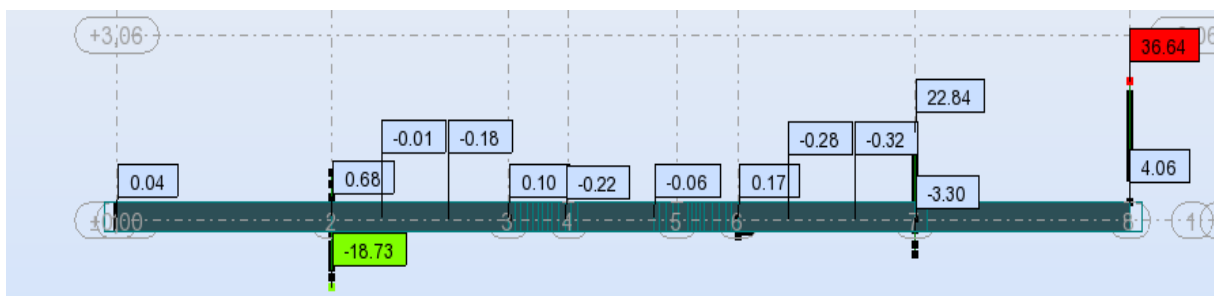


Diagramme des efforts tranchant

A L'ELS

Sens (x-x) :

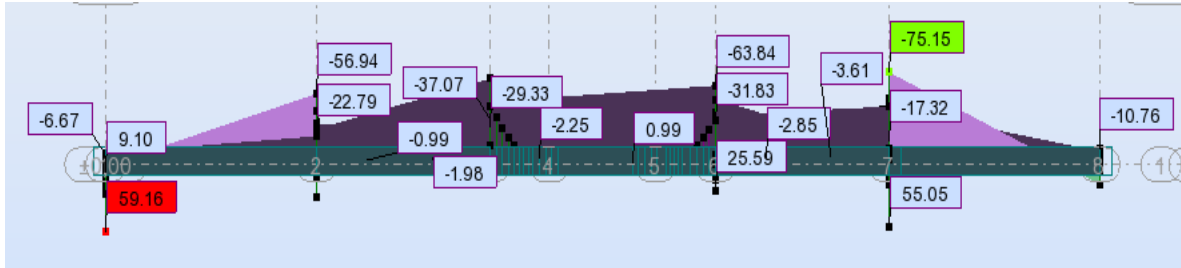


Diagramme des moments fléchissant

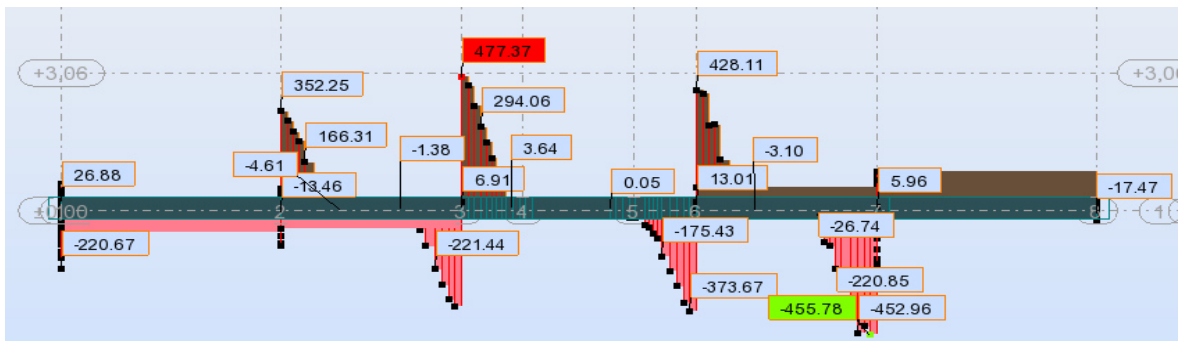


Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

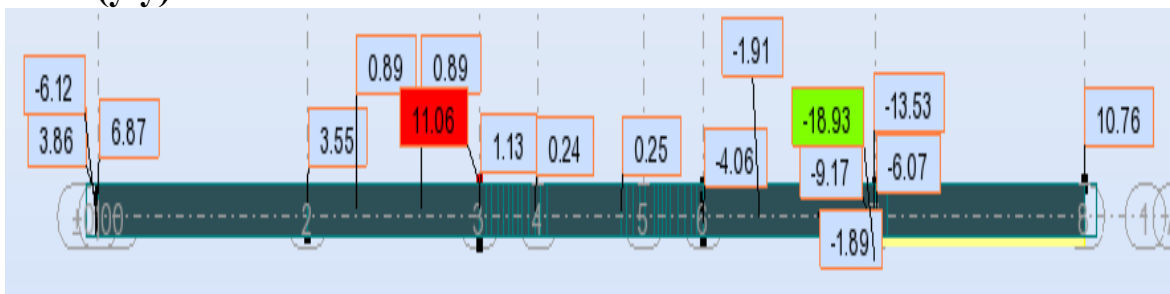


Diagramme des moments fléchissant

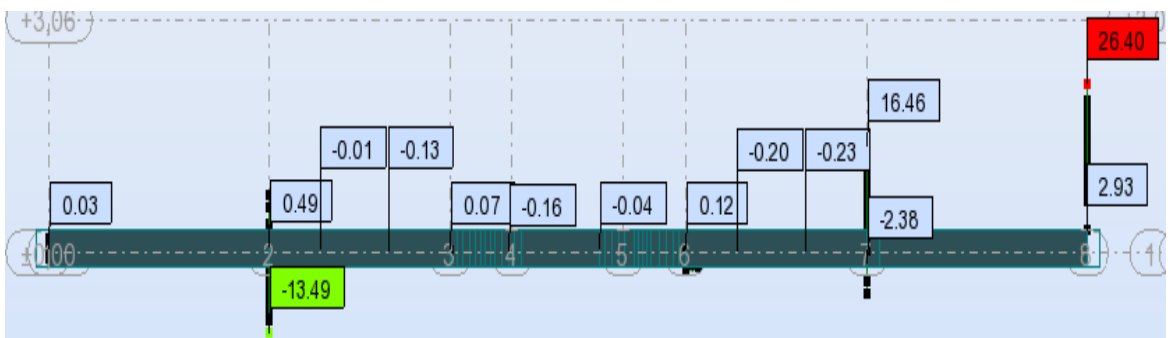


Diagramme des efforts tranchant

VI.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{60}{10} = 6$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{6}{2} = 4$$

- Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

➤ Calcul des armatures longitudinales :

- Sens (x-x)

A- En travée : $M_{uT} = 10,43T.m = 104320 \text{ N.m}$

B- En appuis : $M_{app} = 8,212T.m = 82120 \text{ N.m}$

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

Elément	M(T.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	10,43	55	0,024285	0.392	0,030734	0,988	5,51
Travée	8,212	55	0,019118	0.392	0,024130	0,990	3,93

Tab IV.6 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

- Sens (y-y)

A- En travée : $M_t = 2,627T.m = 26270 \text{ N.m}$

B- En appuis : $M_{app} = 1,535T.m = 15350 \text{ N.m}$

Tab IV.7 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	26270	55	0,0061157	0.392	0,007668	0,997	1,38
Travée	15350	55	0,0035735	0.392	0,004475	0,998	0,80

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

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 60 = 3 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$\text{ARPA} = 0.5\% b.h = 15 \text{ cm}^2$$

-Sens (x-x) :

Elément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ser}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{\text{RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{max}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	5,51	3,96	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm ²
Travée	3,93	3,10	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm ²

Tab IV.8 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

- Sens (y-y) :

Elément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ser}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{\text{RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{max}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	1,38	0,93	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm ²
Travée	0,80	0,57	3,32	3	15	15	3HA16+2HA24 =15,85cm ²

Tab IV.9 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{60}{490} = 0,122 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{60}{490} = 0,122 > \frac{0.75M_0}{10M_0} = 0.075 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- Sens (x-x) : $\frac{15,85}{55 \times 50} = 0,00576 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$
- Sens (y-y) : $\frac{15,85}{55 \times 50} = 0,00576 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

- Sens (x-x) : $T_{\max}^u = 66,252 \text{ T} = 662520 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{662520}{500 \times 550} = 2,4 \text{ MPa}$$

- Sens (y-y) : $T_{\max}^u = 3,664 \text{ T} = 36640 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{36640}{500 \times 550} = 0,133 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

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

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 17, 14; 20 ; 10 \}$$

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

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

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

$$\Rightarrow S_t \leq (15 ; 24; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{- dans la zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \Rightarrow S'_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 120 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1,2765$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{e28})}{0.8 f_e} .$$

- **Sens (xx)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (2,4 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 7,06 \text{ cm}^2$

- **Sens (yy)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (0,133 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 1,98 \text{ cm}^2$

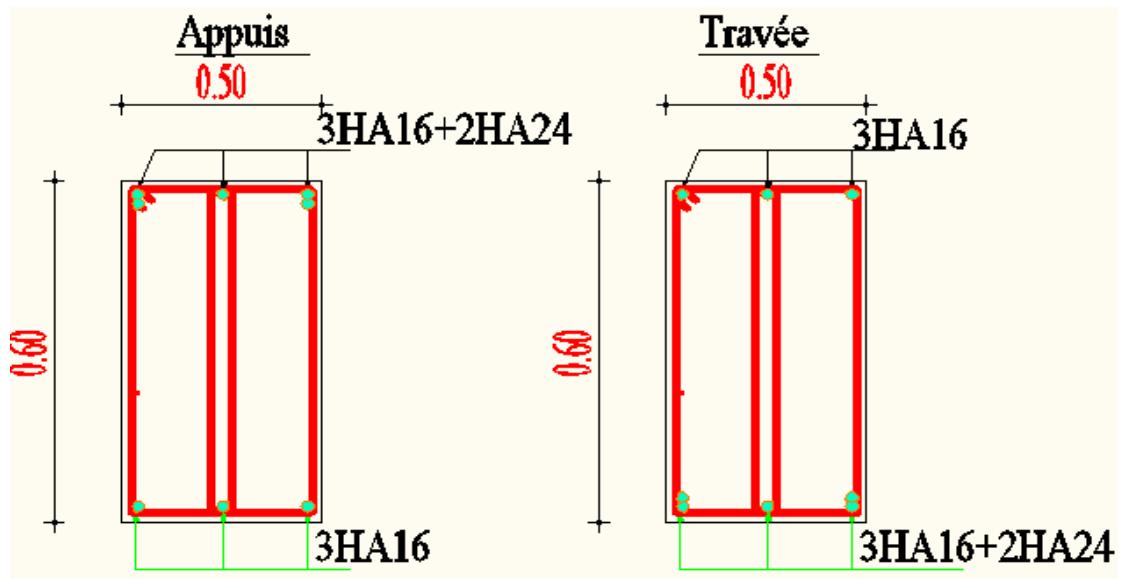
- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL} , A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 7,06 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 9\phi 10 = 7,07 \text{ m}^2 .$$

Sens x-x



Sens y-y

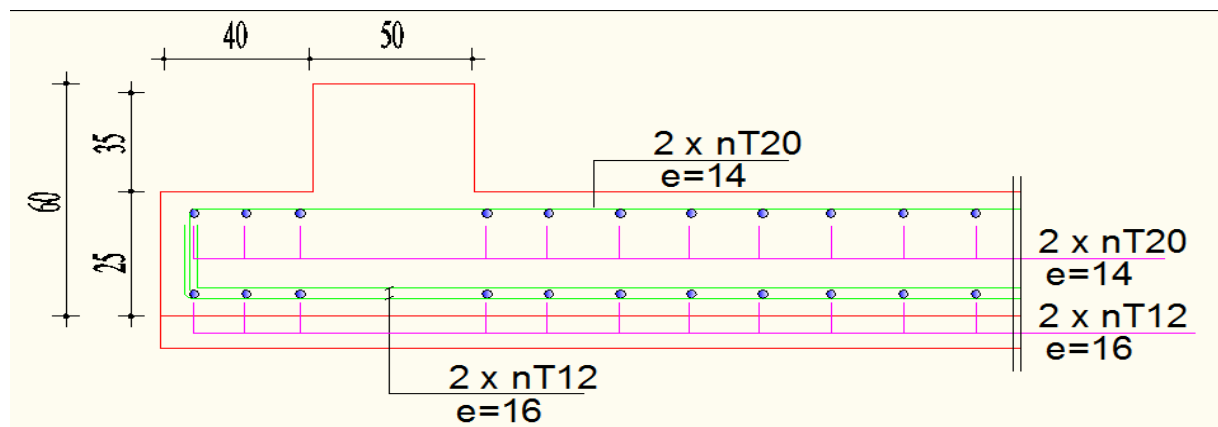
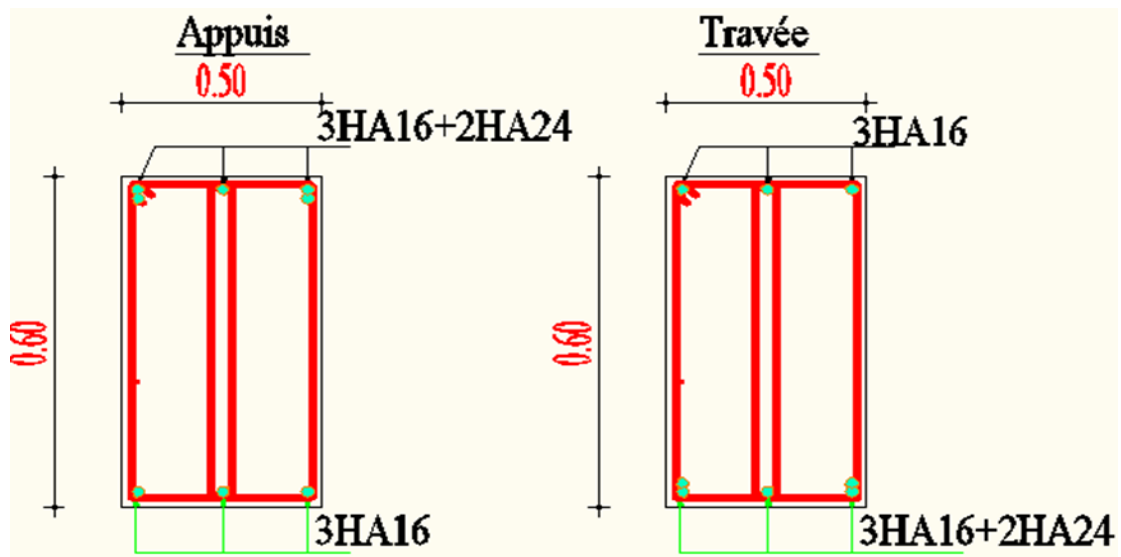


Fig.VI.1: ferrailage de radier

VI.13.LONGRINE

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ RPA99(art 10.1.1)

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2304,1}{12} = 192,008 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min}^{RPA} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

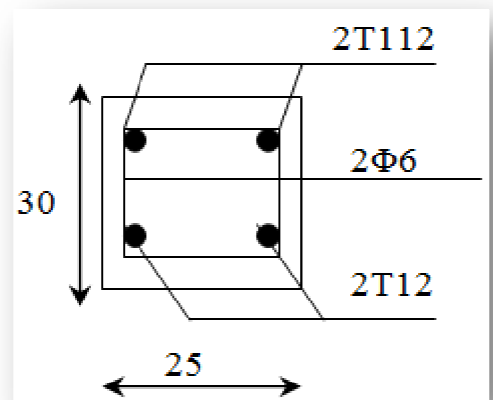


Fig.VI.2: Ferrailage de longrine.

VI.14. La dalle flottante

1. INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

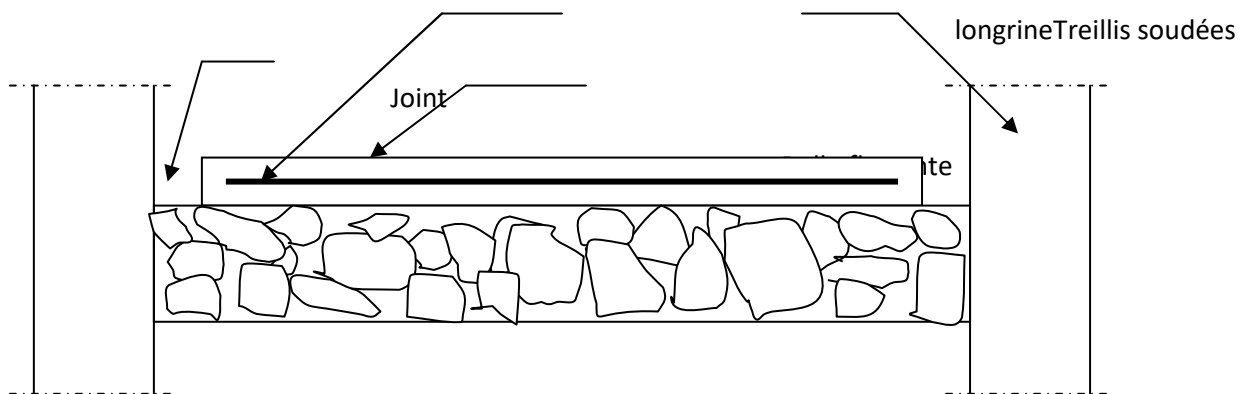


Fig-VI.3:La dalle flottante.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude m'a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir mes connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé .

Ce travail ma permis aussi de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, le problème de conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace a déceler et résoudre les différents problèmes rencontrer au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

Enfin, je peux dire que ce travail m'a permis de bien mettre en œuvre mes modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans ma vie professionnelle.

LES ANNEXES

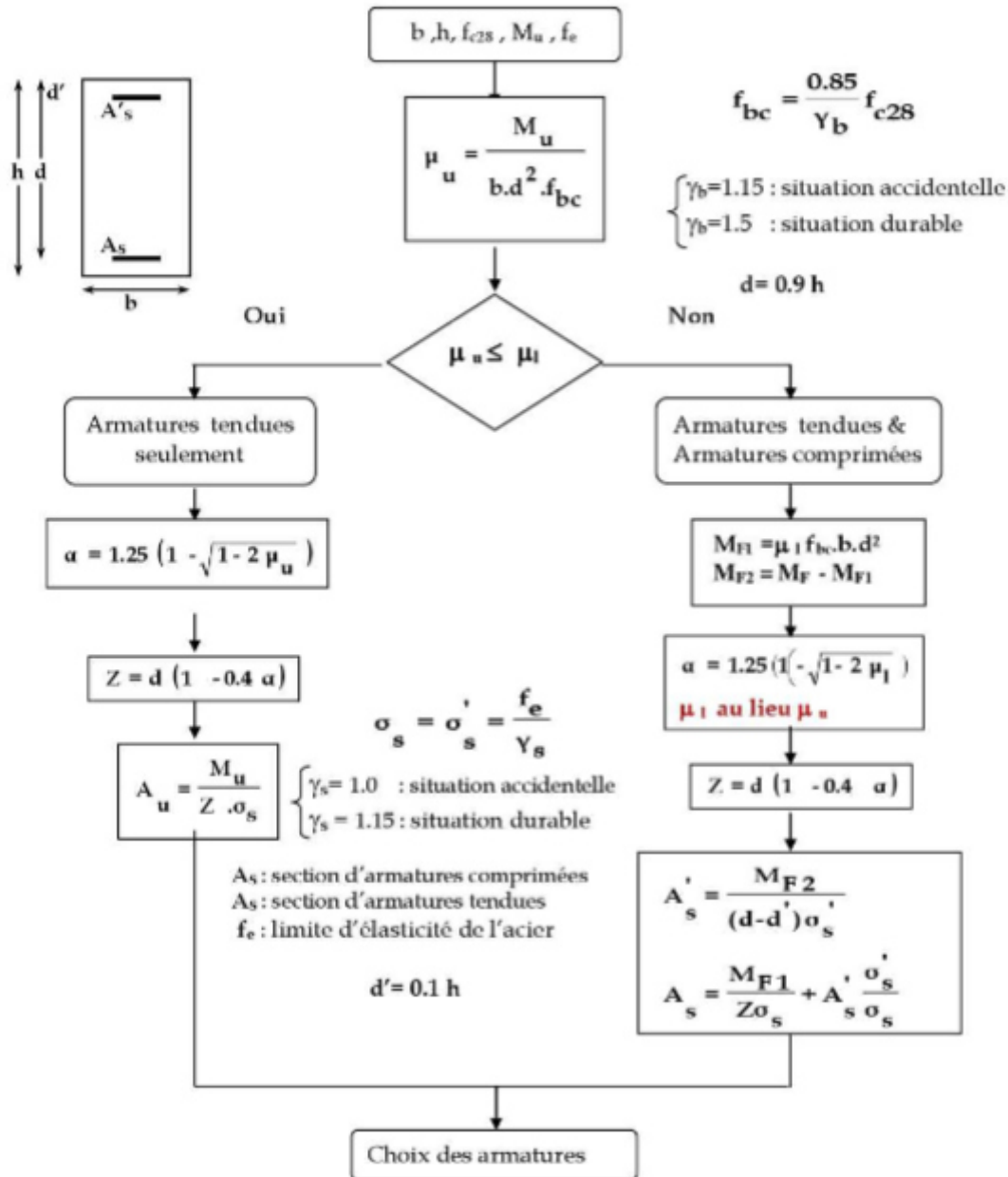
Annexe 01

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 02

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



Annexe 03

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y} \backslash \frac{H}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe 04

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm ²									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

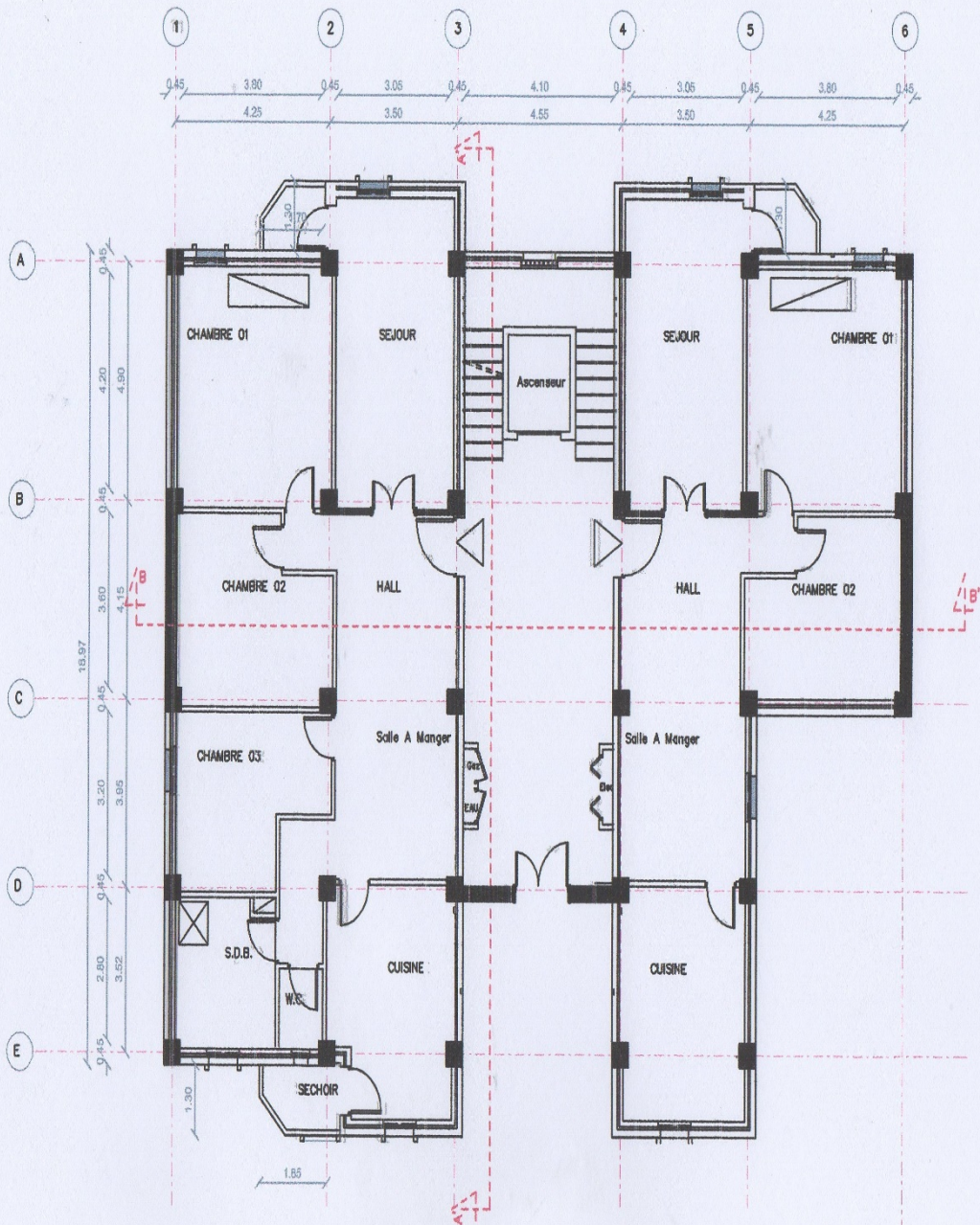
Annexe 05

Les formules

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ [1]
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ [2]
- $F_{BU} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\theta \times \gamma_b}$ [3]
- $\sigma_{adm_{BC}} = 15 \text{ MPA}$ [4]
- $\tau = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$ [5]
- $\sigma = \frac{F_e}{\gamma_s}$ [6]
- $\sigma = f_e$ [7]
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ [8]
- $\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})$ [9]
- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ [10]
- $y = b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow$ [11]
- $I_{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A(d - y)^2]$ [12]
- $\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ [13]
- $\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$ [14]
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} =$ [15]
- $Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \dots$ [16]
- $A_{su} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$ [17]

Annexe 06

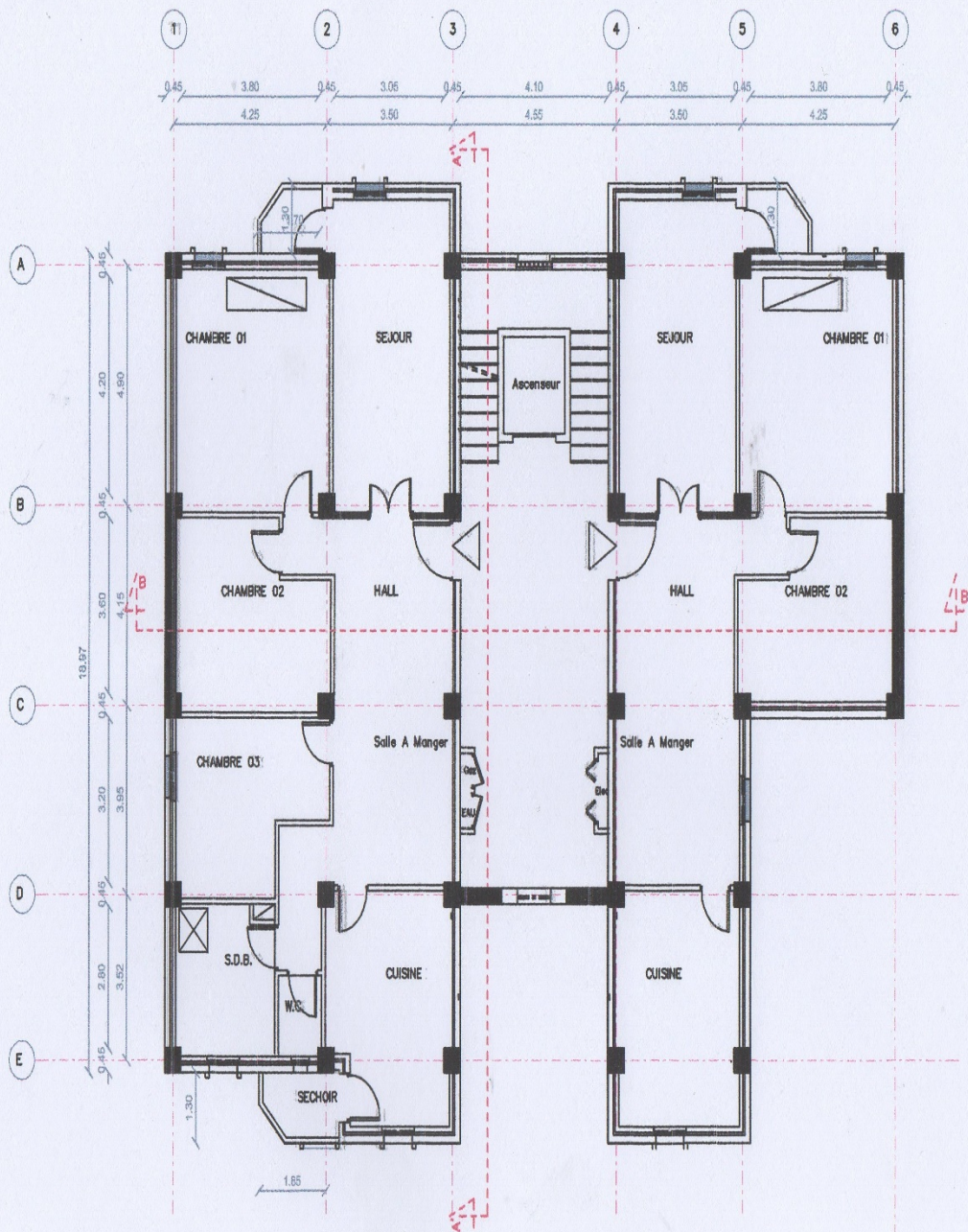
Plan R.D.C



PLAN R.D.C ECH:1/100

Annexe 07




Plan Etage




PLAN Etage ECH:1/100

BIBLIOGRAPHIE





REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton ArméBAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

COURS

-  Béton armé.....Bachir Taallah
-  Dynamique des structures.....Abdelhafid Ounis
-  Bâtiments.....

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ROBOTversion 2014
-  Word 2013
-  Excel 2013
-  AutoCad 2010