

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technique

Département de Sciences et Technique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie Civil

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation <<R+5>>

En béton armé

Réalisé par :

-LEKHNAFER Hasna

-LEKNOUCHE Abir

Soutenu devant le jury :

Mr. BENZAID Mehdi

Président

Mr. TIOUA Taher

Examineur

Mr. TALEB Hosni Abderrahmane

Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes
les personnes que j'aime, je dédie ce
modeste travail à :

Ma très chère **mère**, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma
source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et Mon
bonheur mon très chère **père** pour sa patience et tous ses efforts...

Merci pour vos conseils et vos sacrifices.

A ma très chère frère : HAMZA.

Pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

A mes chères sœurs : ALIMA, KHADIDJ, SARA, KHAWLA et WISSAL.

A tous mes chère Profs et mon Encadreur.

A mes chère amis : ABIR, FOUZIA, RADHIA, et

HADJER, ILHAM, ...

Et ma nièce RIMAS et tout le groupe Génie Civil et mes amis de l'université.

HASNA ...

DEDICACE

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les Personnes que
j'aime, je dédie ce
Modeste travail à :

Ma très chère **mère**, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma
source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et Mon
bonheur mon très chère **père** pour sa patience et tous ses efforts...

Merci pour vos conseils et vos sacrifices.

A mes très chère frères : KHALED ; SAMI.

Pour le courage et la volonté qu'ils m'ont Inculqués.

A mes chères sœurs : SELMA, MALAK, SAWSAN ; et

HADIL.

A tous mes chère Profs et mon Encadreur.

A mes chère amis : HASNA, FOUZIA, RADHIA

ILHAM, AMINA ; HADJER ...

Et mon neveu DJOUD et tout le groupe Génie Civil et mes amis de l'université.

ABIR...

REMERCIEMENTS

En premier lieux, nous tenons à remercier, notre Dieu tout puissant de nous Avoir donné la foi, la force et le courage pour terminer ce modeste travail.

Nous tenons vivement à remercier notre encadreur de ce travail **Mr H.Taleb** pour honneur qu'il nous a fait en acceptant de diriger notre travail.

Nous remercions tous nos enseignants et professeurs de département de sciences et technologie du centre universitaire de Mila surtout **Mr M. Rabhi**, Comme nous tenons à remercier particulièrement nos familles et nos amis pour leur grand soutien.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux messieurs
Le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de six parties nous commençons par une présentation générale sur le projet et les caractéristiques des matériaux et dans la dernière partie l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, semelle) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

المخلص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي زائد 5 طوابق بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم "2أ" حسب قوانين هندسة مقاومة الزلزال وقد قمنا باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة. تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء نبدأ بعرض عام للمشروع وخصائص المواد وفي الجزء الاخير دراسة العناصر المقاومة للهيكل (أعمدة، عوارض، جدران، قاعدة).

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة ، ROBOT 2014, RPA99 V 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract:

This project presents a detailed study of a building used for residential, consists of a ground floor addition (05) floors, located in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of six parts, The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, in the last part will be calculated the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft).

Key words:

Building. Reinforced concrete ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

- Liste des tableaux
- Liste des figures
- Liste des symboles
- Introduction Générale
- Chapitre I : Généralité

Partie I : Présentation du projet	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Caractéristique de la structure.....	1
I.2.1. Caractéristiques géométrique.....	1
I.2.2. Données du site.....	1
I.2.3. Choix du contreventement.....	1
I.3. Règlements et normes utilisé.....	1
I.4. Description technique de l'ouvrage.....	2
I.4.1. Structure principale.....	2
I.4.2. Structure secondaire.....	2
Partie II : Caractéristiques des matériaux	7
II.1. Introduction.....	7
II.2. Définition des états limites.....	7
II.2.1. Les états limites ultimes « ELU».....	7
II.2.2. Les états limites de service « ELS».....	8
II.3. Les Actions et sollicitations.....	8
II.3.1. les actions.....	8
II.3.2. Les sollicitations.....	9
II.4. Caractéristique des matériaux.....	9
II.4.1. Le béton.....	9
II.4.2. Acier.....	14
II.5. Hypothèses de calcul.....	16
II.6. Conclusion.....	18

• Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.	Introduction.....	19
II.2.	Pré dimensionnement des Eléments non structuraux.....	19
II.2.1.	Les planchers.....	19
II.2.2.	Les Balcons.....	21
II.2.3.	Les escaliers.....	22
II.2.4.	L'acrotère.....	25
II.2.5.	Mur extérieur.....	26
II.3.	Pré dimensionnement des Eléments structuraux.....	26
II.3.1.	Les poutres.....	26
II.3.2.	Les poteaux.....	28
II.3.3.	Les voiles.....	28
II.4.	Conclusion.....	30

• Chapitre III : Descente des charges

III.1.	Introduction.....	31
III.2.	Descente des charges des éléments.....	31
III.2.1.	Plancher terrasse (inaccessible).....	31
III.2.2.	Plancher étage courant.....	32
III.2.3.	Balcon.....	33
III.2.4.	Escaliers.....	33
III.2.5.	Acrotère.....	34
III.2.6.	Mur extérieur.....	35
III.2.7.	Mur intérieurs.....	36
III.2.8.	Voile.....	36
III.2.9.	Poteau.....	36
III.3.	Conclusion.....	50

• Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.1. Introduction.....	51
IV.2. Plancher à corps creux.....	51
IV.2.1. Définition.....	51
IV.2.2. Caractéristiques des nervures.....	51
IV.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	51
IV.2.4. Schéma statique.....	52
IV.2.5. Choix de la méthode de calcul.....	53
IV.3. L'acrotère.....	96
IV.3.1. Définition.....	96
IV.3.2. Hypothèses de calcul.....	96
IV.3.3. Les charges appliquent sur l'acrotère.....	97
IV.3.4. Calcul de ferrailage.....	98
IV.4. balcon.....	102
IV.4.1. Définition.....	102
IV.4.2. Combinaison des charges.....	102
IV.4.3. Calcul Le Ferrailage.....	103
IV.5. Escalier.....	109
IV.5.1. Définition.....	109
IV.5.2. Hypothèses de calcul.....	109
IV.5.3. Combinaison d'action.....	109
IV.5.4. Ferrailage de l'escalier.....	111
IV.5.5. Ferrailage de la Poutre palier.....	125
IV.6. Conclusion.....	130

• Chapitre V : Etude sismique

V.1.	Introduction.....	131
V.2.	Présentation du logiciel ROBOT.....	131
V.3.	Choix de la méthode de calcul.....	132
V.3.1.	méthode statique équivalente.....	132
V.3.2.	méthode dynamique modale spectrale.....	133
V.3.3.	méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	133
V.4.	Calcul de la force sismique.....	136
V.5.	Calcul de centre de masse et centre de torsion.....	143
V.6.	Vérification de période (T).....	144
V.7.	Vérification des Déplacements Latéraux.....	144
V.8.	Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.....	145
V.8.1.	Vérification au renversement.....	145
V.9.	Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	147
V.10.	Conclusion.....	149

• Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

IV.1.	Introduction.....	150
VI.2.	Les poutres.....	150
VI.2.1.	Définition.....	150
VI.2.2.	Armature longitudinale.....	150
VI.2.3.	Armature transversale.....	151
VI.2.4.	Calcul de ferrailage.....	151
VI.2.4.1.	Poutre secondaire.....	151
VI.2.4.2.	Poutre Principale.....	154
VI.3.	Les Poteaux.....	159
VI.3.1.	Définition.....	159
VI.3.2.	Armature longitudinal.....	159
VI.3.3.	Armature transversale.....	159

VI.3.4.	Combinaison de calcul.....	160
VI.3.5.	Ferraillage des poteaux.....	161
VI.4.	Les voiles.....	170
VI.4.1.	Définition.....	170
VI.4.2.	les combinaisons de calcul.....	170
VI.4.3.	Types d'armatures.....	170
VI.4.4.	Ferraillage des voiles.....	172
VI.5.	Les Fondation.....	179
VI.5.1.	Définition.....	179
VI.5.2.	Stabilité des fondations.....	179
VI.5.3.	Différents types de fondations.....	179
VI.5.4.	Choix du type de fondation.....	180
VI.5.5.	Calcul des fondations.....	180
VI.5.6.	Dimensionnement du Semelle Filante.....	185
VI.5.7.	Vérification au non poinçonnement.....	186
VI.5.8.	Vérification des semelles sous l'effort de la force sismique.....	186
VI.5.9.	Ferraillage des semelles.....	188
VI.5.10.	Poutre de redressement.....	191

- **Conclusion générale**
- **Les bibliographies**
- **Les annexes.**

Liste des tableaux

Tableau.I.1. f_e en fonction du type d'acier.....	15
Tableau. I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	18
Tableau.II.1.Récapitulatifs des caractéristiques géométriques des poutrelles	21
Tableau .III.1.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	31
Tableau.III.2.Charges exploitations du plancher terrasse inaccessible.....	32
Tableau .III.3.Charges permanentes du plancher étages courant.....	32
Tableau .III.4.Charges exploitations du plancher étages courant.....	33
Tableau .III.5.Charges permanentes du balcon.....	33
Tableau .III.6.Charges exploitations du balcon.....	33
Tableau. III.7.Charges permanentes du palier.....	34
Tableau.III.8.Charges permanentes du paillasse.....	34
Tableau.III.9.Charges exploitations du escalier.....	34
Tableau.III.10.Charges permanentes de l'acrotère.....	35
Tableau.III.11.Charges exploitations de l'acrotère.....	35
Tableau.III.12.Charges permanentes de mur extérieur.....	35
Tableau.III.13.Charges permanentes de mur intérieur.....	36
Tableau.III.14.Charges permanentes de voile.....	36
Tableau.III.15.Calcul de la descente de charge des poteaux intermédiaires.....	39
Tableau .III.16.Calcul de la descente de charge des poteaux de rive.....	43
Tableau.III.17.Calcul de la descente de charge des poteaux d'angles.....	47
Tableau.IV.1.Evaluation des charges et surcharges (plancher).....	52
Tableau.IV.2.Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1(plancher terrasse).....	55
Tableau. IV.3.Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1(plancher terrasse).....	56
Tableau.IV.4.Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2(plancher terrasse).....	66
Tableau .IV.5.Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2(plancher terrasse).....	67
Tableau. IV.6.Vérification à la flèche de la terrasse (Type 02).....	72
Tableau.IV.7.Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1(plancher étage courant).....	73

Tableau.IV.8.Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1(plancher étage courant).....	74
Tableau. IV.9.Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 01).....	80
Tableau.IV.10.Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2(plancher étage courant)...	81
Tableau.IV.11. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2 (plancher étage courant)...	82
Tableau.IV.12.Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 02).....	87
Tableau.IV.13.Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 3(plancher étage courant)....	88
Tableau .IV.14.Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 3(plancher étage courant)...	89
Tableau. IV.15.Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 03).....	94
Tableau .IV.16.Résultat de Ferrailage du plancher	95
Tableau .V.1.Présente les périodes et les factures de participation massique Modale.	134
Tableau .V.2. Coefficient d'accélération de zone.....	136
Tableau .V.3.Valeur de coefficient C_T	137
Tableau .V.4.Valeur de T_1 et T_2	138
Tableau .V.5.Valeur de $\xi(\%)$	138
Tableau .V.6.Valeur de coefficient de comportement R.....	139
Tableau .V.7.Valeurs des pénalités P_q	140
Tableau.V.8.L'excentricité théorique et accidentelle à chaque niveau.....	143
Tableau .V.9.Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x	145
Tableau .V.10.Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y.....	145
Tableau. V.11.Les renversements à sens x-x.....	146
Tableau.V.12.Les renversements à sens y-y.....	147
Tableau.V.13.Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens x-x.....	148
Tableau.V.14.Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens y-y.....	148
Tableau.VI.1.Résultat de ferrailage de poutres.....	157
Tableau.VI.2.Résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.....	166
Tableau.VI.3.Résultat de ferrailage vertical.....	176
Tableau.VI.4.Résultat de ferrailage horizontal.....	178
Tableau.VI.5.Efforts normales et les moments appliqués sur les semelles sous poteaux.	181
Tableau.VI.6.Sections des semelles filantes.....	182

Tableau.VI.7.Efforts normales et les moments appliqués sur les semelles sous poteaux.	183
Tableau.VI.8.Efforts normales et les moments appliqués sur les semelles sous voiles...	184
Tableau.VI.9. Sections des semelles filantes.....	184
Tableau.VI.10.Résultat de ferrailage des semelles filantes.....	190

Liste des Figures

Figure.I.1. Plancher à corps creux.....	2
Figure.I.2. Brique creuse.....	3
Figure.I.3. Vue en façade.....	4
Figure.I.4. Coupe en façade.....	5
Figure.I.5. Vue en plan RDC.....	6
Figure.I.6. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Figure.I.7. Diagramme des contraintes déformation du béton à l'ELU.....	12
Figure.I.8. Diagramme des contraintes limite du béton.....	13
Figure.I.9. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	15
Figure.I.10. Règle de trois pivots.....	17
Figure.II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	19
Figure.II.2. Caractéristiques géométriques des poutrelles.....	20
Figure.II.3. Schéma statique d'escalier.....	22
Figure.II.4. Coupe de poutre palier.....	25
Figure.II.5. Coupe d'acrotère.....	26
Figure.II.6. Remplissage en double.....	26
Figure.II.7. Coupe du poteau élévation.....	28
Figure.II.8. Coupe de voile élévation.....	29
Figure.II.9. Coupe de voile en plan.....	29
Figure.III.1. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	31
Figure.III.2. Détail des constituants du plancher étage courant.....	32
Figure.III.3. Remplissage extérieur.....	35
Figure.III.4. Disposition des poteaux la plus sollicité.....	37
Figure.III.5. Schéma de la descente des charges d'un poteau.....	38
Figure.III.6. Section du poteau intermédiaire.....	38
Figure.III.7. Section du poteau de rive.....	42
Figure.III.8. Section du poteau d'angle.....	46

Figure.IV.1.Schéma statique d'étage courant.....	52
Figure.IV.2.Schéma statique de terrasse.....	53
Figure.IV.3.Schéma statique d'effort tranchent.....	54
Figure.IV.4.Schéma de ferrailage des poutrelles.....	95
Figure.IV.5.Schéma de l'acrotère.....	96
Figure.IV.6.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	102
Figure.IV.7.Schéma statique du balcon.....	102
Figure.IV.8.Schéma de ferrailage de balcon.....	109
Figure.IV.9.Schéma statique d'escalier type 01.....	111
Figure.IV.10.Schéma de ferrailage de l'escalier type 01.....	117
Figure.IV.11.Schéma statique d'escalier type 02.....	118
Figure.IV.12.Schéma de ferrailage de l'escalier type 02.....	125
Figure.IV.13.Schéma de poutre palier.....	125
Figure.IV.14.Schéma statique de la poutre palier à la torsion.....	127
Figure.IV.15.Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	130
Figure.V.1. Modèle en 3D.....	131
Figure.V.2.translation selon x-x.....	135
Figure.V.3.Translation selon y-y.....	135
Figure.V.4.Rotation selon Z-Z.....	135
Figure.VI.1.Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	158
Figure.VI.2.Schéma de ferrailage des poutres principales.....	158
Figure.VI.3.Schéma de ferrailage des poteaux.....	169
Figure.VI.4.Disposition des voiles.....	170
Figure.VI.5.Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	171
Figure.VI.6.Diagramme des contraintes.....	174
Figure.VI.7.Schéma de ferrailage des voiles.....	178

Figure.VI.8.Semelle isolée.....	181
Figure.VI.9.Semelle filante.....	182
Figure.VI.10.Diagramme des contraintes.....	187
Figure.VI.11.Schéma de ferrailage des semelles.....	191
Figure.VI.12.Schéma de ferrailage des poutres de redressement.....	194

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanent.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

ξ : Déformation relative.

V_0 : 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, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

L_r : Longueur de recouvrement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

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'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

η : facteur de correction d'amortissement.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement global de la structure.

P_q : Valeurs des pénalités.

W_G : Poids dû aux charges permanentes.

W_Q : Poids dû aux charges exploitation.

V_d : la force dynamique.

V_s : la force statique.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau.

δ_k : Déplacements horizontaux à chaque niveau.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage.

h_k : La hauteur d'étage.

b_i : Le centre de gravité de la structure.

Introduction général

L'homme à toujours cherché de nouveaux lieux et terrains en vue de l'établissement de nouvelles agglomérations, avec l'ensemble des équipements nécessaires à l'intérêt public (urbanisation, infrastructures routières, les réseaux de transport d'énergie, etc.). Ceci exige une planification bien adaptée à la nature et aux particularités des espaces conquis, avec ces conditions et le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, qui oblige l'homme à opter pour ce genre de construction.

En Algérie, au moins 90% des installations socio-économique et politique du pays sont concentrées au nord du pays, les études géologique et sismologique dans cette partie du territoire montrent que 70% est soumis à l'activité sismique.

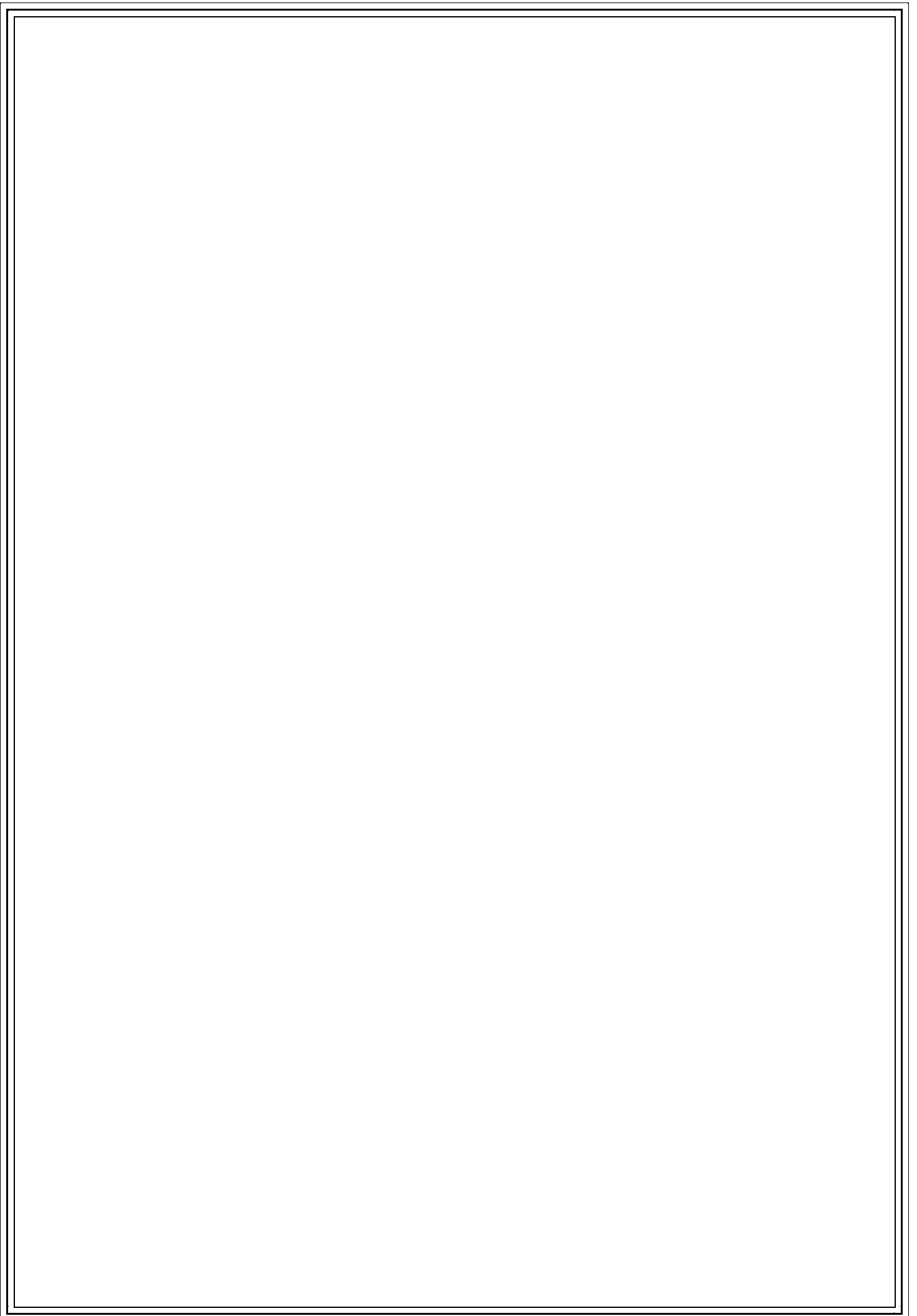
La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique. Donc l'étude se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99 V 2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques.

Donc l'ingénieur en génie civil va réaliser (étude, calcul, et conception) une structure doit être bien conçue et calculée de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation après avoir subi un séisme ou autre catastrophe et ne doit pas être endommagée au seuil de ruine pour assurer la protection des vies humaines, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 5 étages, à usage d'habitation. Notre travail se subdivisera en 6 chapitres :

- ✓ **Chapitre 1.** Généralités et présentation de l'ouvrage, consiste en la présentation du bâtiment, et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ **Chapitre 2.** Pré dimensionnement des éléments.
- ✓ **Chapitre 3.** Descente des charges des éléments.
- ✓ **Chapitre 4.** Ferrailage des éléments secondaires.
- ✓ **Chapitre 5.** Comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment.
- ✓ **Chapitre 6.** Ferrailage des éléments principaux.

En termine par une conclusion générale.



Chapitre I

Généralité

Partie I : Présentation du projet :

I.1. Introduction :

Dans le cas de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, Implanté dans la ville de Mila, cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

Notre bâtiment est constitué d'un système de contreventement mixte (Voile-Portique).

Le projet comporte :

- ✓ Un rez-de-chaussée : Habitation.
- ✓ Du 1^{er} à 5^{ème} étage : Habitation.
- ✓ Une terrasse inaccessible.
- ✓ Une cage d'escalier.

I.2. Caractéristiques de la structure :

I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ❖ Largeur en plan -----10.45m
- ❖ Longueur en plan -----17.85m
- ❖ Hauteur du RDC -----3.06m
- ❖ Hauteur étage courant -----3.06m
- ❖ Hauteur totale -----18.96m

I.2.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la ville de wilaya de Mila, une zone classée par le RPA. 99/version2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme S₃ (site meuble).
- Contrainte admissible du sol 1.8 bar.

I.2.3. Choix du contreventement :

Le système de contreventement mixte (portique-voile).

I.3. Règlements et normes utilisé :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2

I.4. Description technique de l'ouvrage :

I.4.1. Structure principale :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Structure secondaire :

I.4.2.1. Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

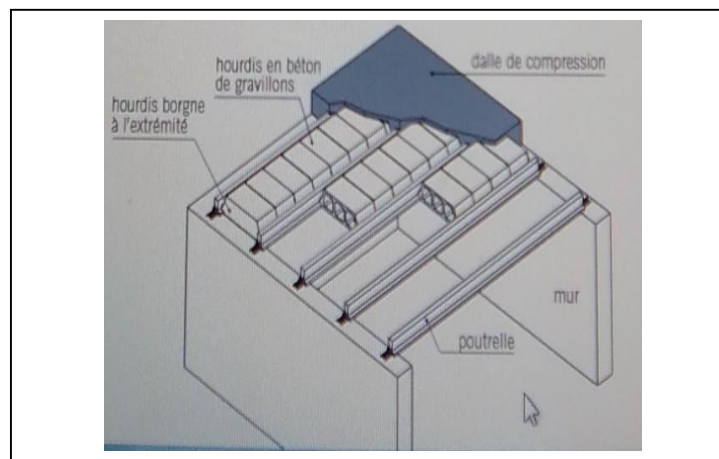


Figure I.1. Plancher à corps creux

Chapitre I : Généralité

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.2.2. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Cloison de séparation en double parois de briques de 10 cm à l'intérieur et de 15cm à l'extérieur et avec une lame d'air de 5cm

b .Murs intérieurs :

En simple cloison de brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

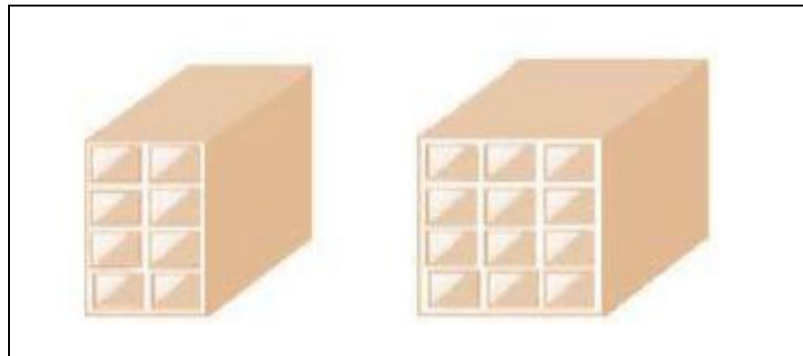


Figure I.2 .Brique creuse

I.4.2.3. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.2.4. Escalier :

Des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.4.2.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.4.2.6. Fondation :

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charge et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

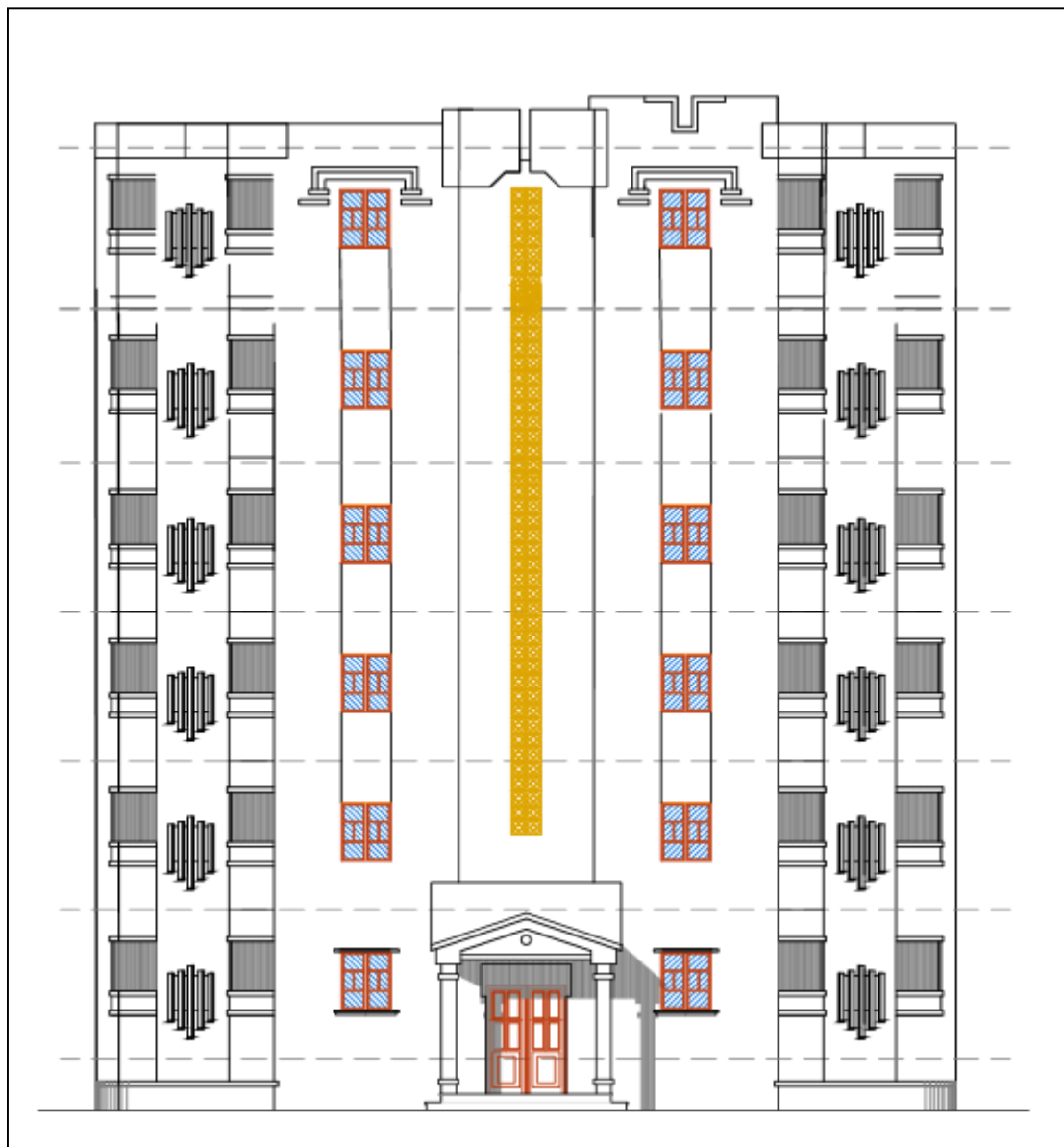


Figure.I.3. Vue en façade.

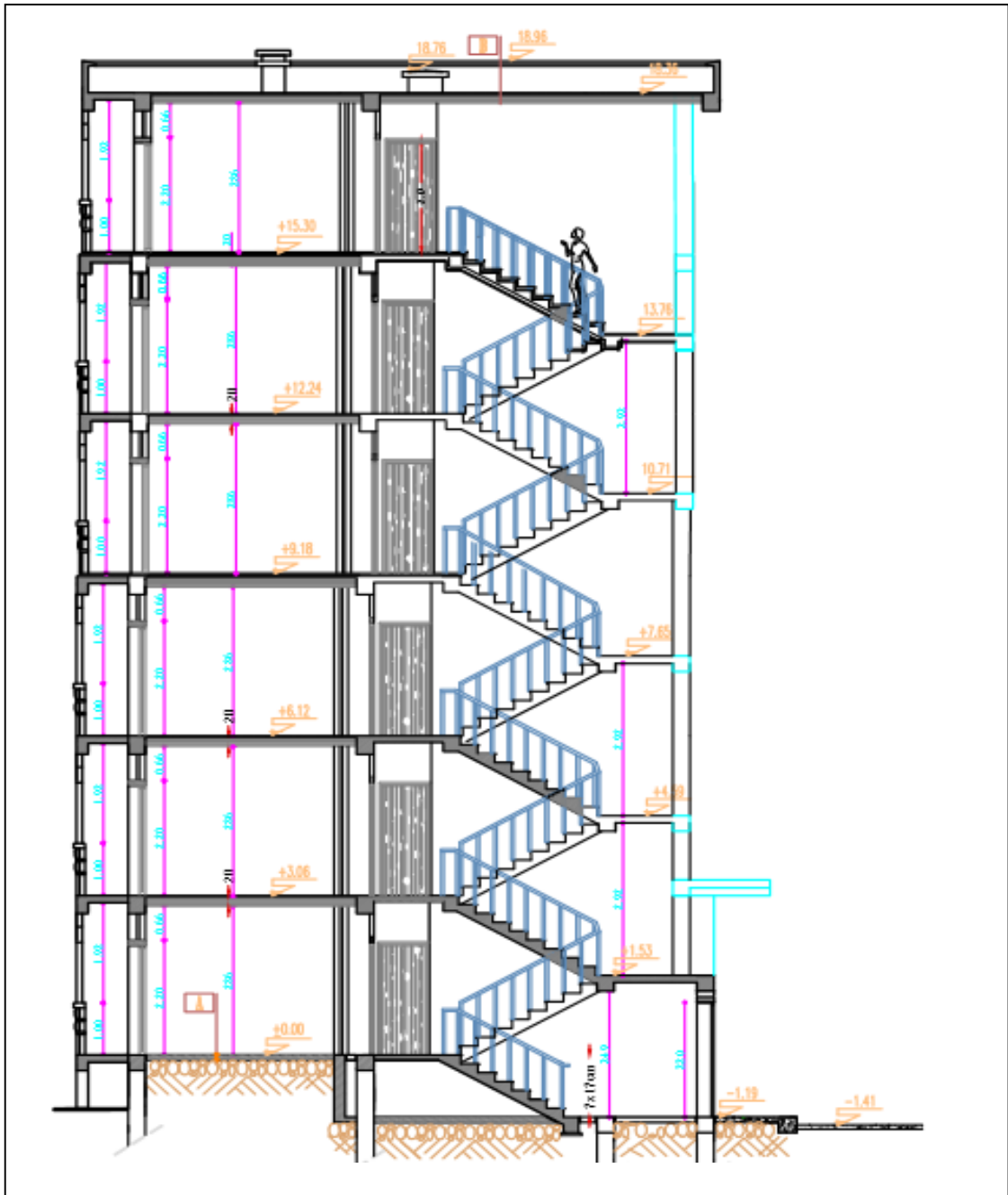


Figure.I.4.Coupe en façade

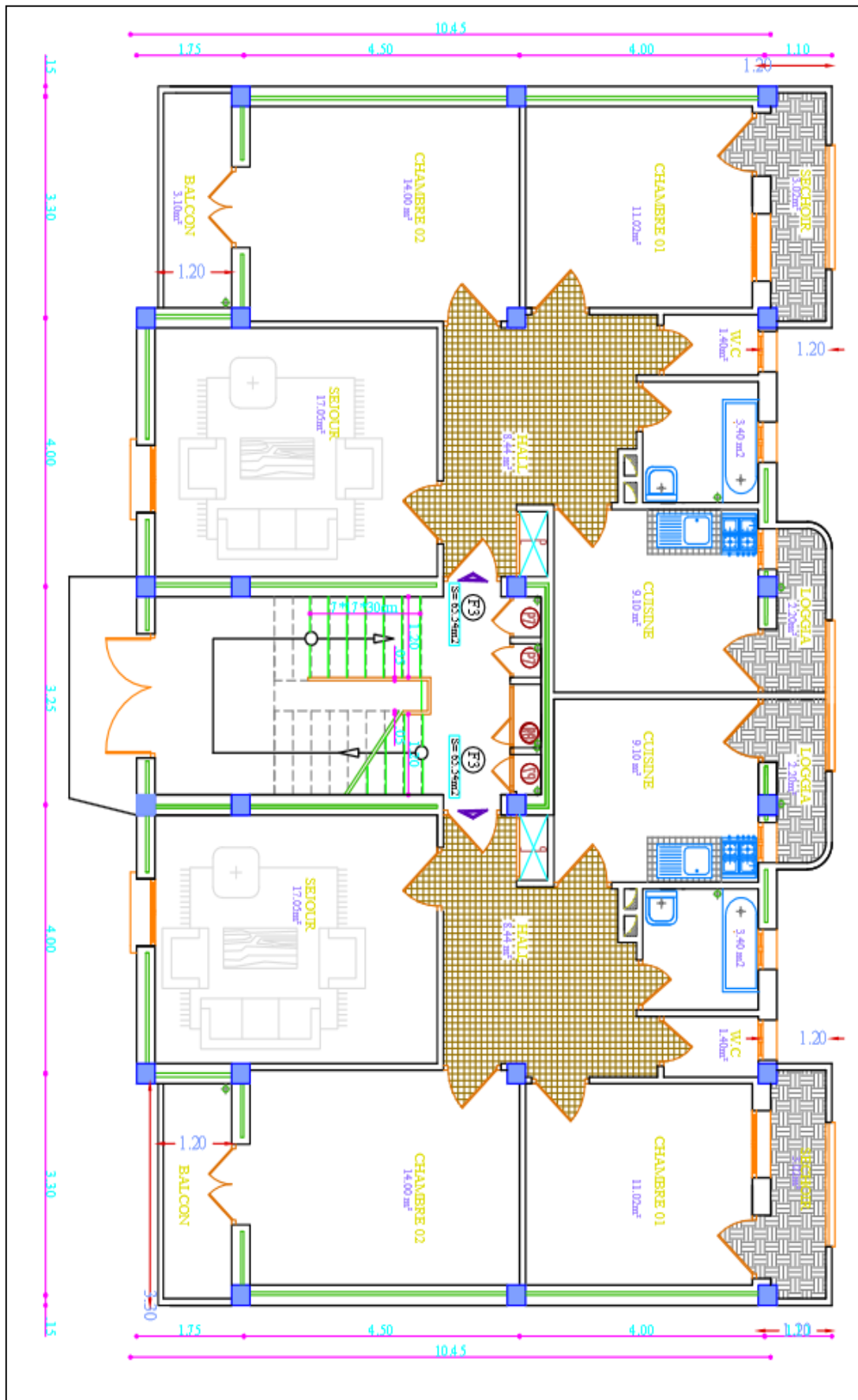


Figure.I.5. Vue en plan RDC

Partie II : Caractéristiques des matériaux :

II.1. Introduction :

Plus de quatre milliards de mètres cubes de béton sont coulés chaque année dans le monde. Ce matériau permet de construire des ouvrages de toute nature et, notamment, des bâtiments, des immeubles d'habitation, des ponts, des routes, des tunnels, des barrages ainsi que des centrales thermiques et nucléaires.

Ces caractéristiques ont néanmoins limité son utilisation : il est fragile et résiste mal à la traction et sujet à la fissuration dans le cas des éléments minces. Pour cela on ajoute des fibres telle que les fibres d'acier, qui peuvent apporter une meilleure réponse au problème de la fragilité du béton et minimiser le risque de fissuration ce qui permettait d'améliorer sa durabilité et sa résistance.

Le développement de l'emploi d'un matériau de construction repose sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité du matériau fondent les principaux critères de choix techniques. La disponibilité et le faible coût des matières premières, la facilité d'emploi et le prix de revient du matériau valident les conditions économiques.

II.2. Définition des états limites :

D'après Pratique de BAEL art 2.3. Un état –limite est celui lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses élément) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

II.2.1. Les états limites ultimes « ELU » :

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses élément avant dépassement par :

- L'équilibre statique.
- La stabilité de la forme.
- La résistance de l'un des matériaux (rupture), ceci conduit à la ruine de l'ouvrage

Critères de calcul :

- Déformation relatives (ou courbures) limites.
- Calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

Chapitre I : Généralité

II.2.2. Les états limites de service « ELS » :

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouverture excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformation excessive des éléments porteurs.
- Vibration excessive et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité, etc.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformation) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,...)

II. 3. Les Actions et sollicitations :

II.3.1 les actions :

II.3.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

II.3.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ◇ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité variable fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Les charges d'exploitations.
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes.

Chapitre I : Généralité

◇ Les explosions.

◇ Les feux.

II.3.1.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$
- Situations accidentelles : $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$

II.3.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

II.4. Caractéristique des matériaux :

II.4.1. Le béton :

II.4.1.1. Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Chapitre I : Généralité

- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

II.4.1.2. Composition du béton :

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 L / Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 L / de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons}(5 < D_g < 15\text{mm}) \\ \text{Gravier}(15 < D_g < 25\text{mm}) \end{array} \right.$

175 L / d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

II.4.1.3. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée $16\text{cm} \times 32\text{cm}$ cylindrique.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right.$$

Chapitre I : Généralité

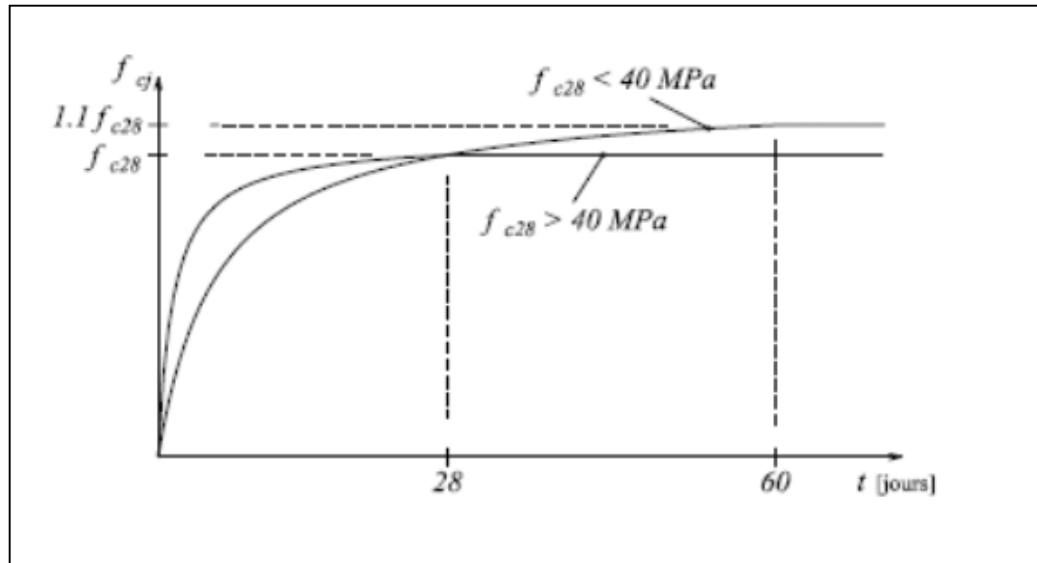


Figure I.6. Evaluation de la résistance $f_{c,j}$ en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} .

Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

Résistance à la traction des bétons courants est à 8 à 12 fois plus faible que sa résistance à la compression elle est caractérisée à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} exprimée en MPa est définie conventionnellement par :

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

Pour $j=28$ jour et $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte limite :

c.1. Etat limite ultime :

✓ Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

Chapitre I : Généralité

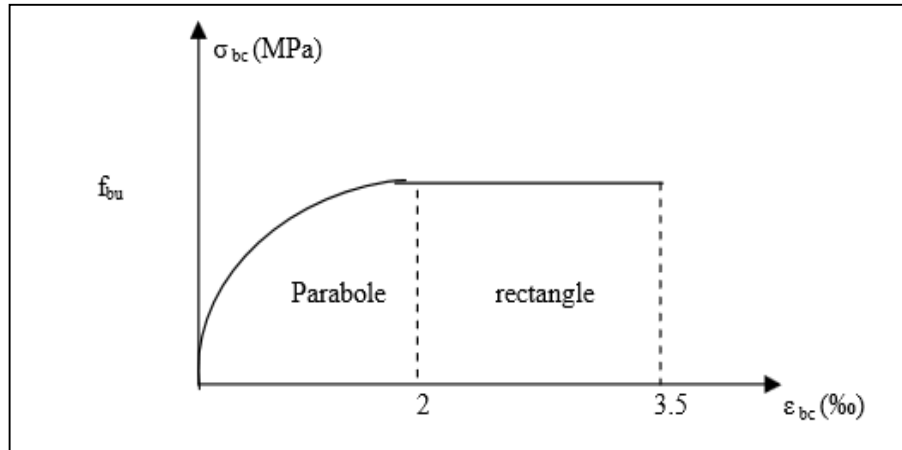


Figure I.7. Diagramme des contraintes déformation du béton à l'ELU

ϵ_{bc} : Déformation du béton.

δ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à (j) jours.

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des combinaisons d'action.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{durée} > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & 1\text{h} < \text{durée} < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{durée} < 1\text{h} \end{cases}$$

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \quad \text{pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33\text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_{adm} = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

Chapitre I : Généralité

c .2.Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

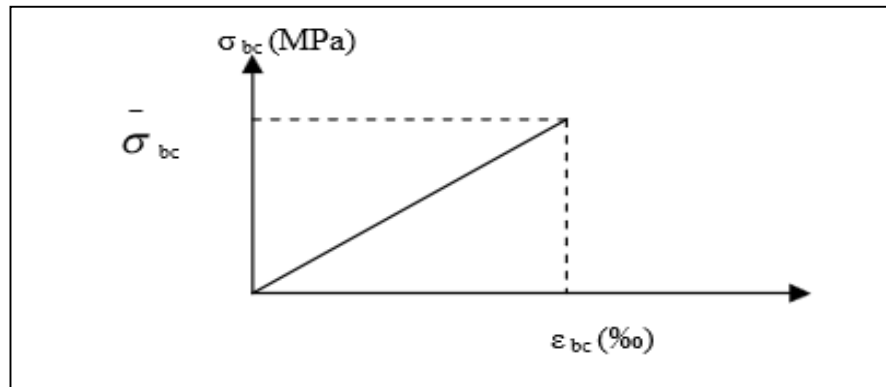


Figure I.8. Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

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

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

d. déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ;

Le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

▪Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge «j» jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3},$$

$$(F_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}.$$

▪Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}.$$

Chapitre I : Généralité

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

▪Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELU}=18493,45\text{MPa}$$

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

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0} = \xi_t / \xi_l$$

Avec :

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_l : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

II .4.2. Acier :

II.4.2.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ;

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

Chapitre I : Généralité

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

II.4.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Coefficient de poisson de l'acier :**

Le Coefficient de poisson ν est pris égal à : $\nu = 0.3$

Principales armatures utilisés :

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier

	désignation	F_e (MPa)
Acier ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Acier à hautes adhérences	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudé à fils lisses	TLE500	500
Treillis soudé à haute adhérences	FeTE500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type.

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

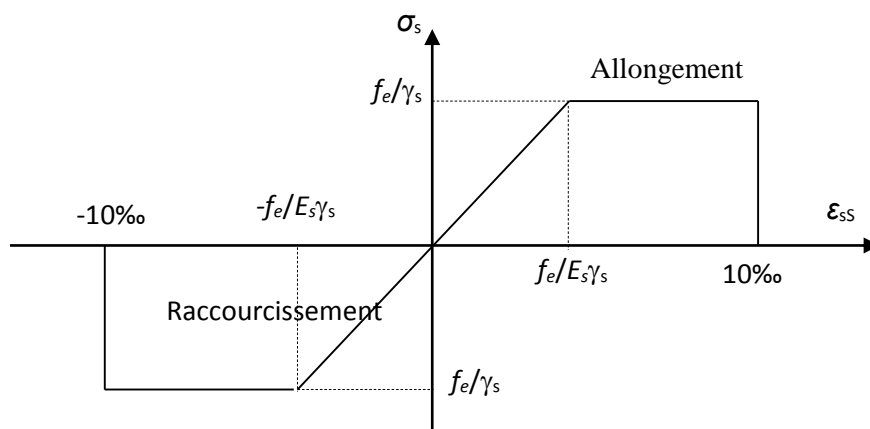


Figure I.9. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Chapitre I : Généralité

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

$$\varepsilon = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de

$$\text{sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Cas de situations durable.} \end{cases}$$

• **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu préjudiciable (FPP):

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

- Fissuration préjudiciable (FP) : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}$.

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

- Fissuration très préjudiciable (FTP) : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e ; 90(\eta f_{tj})^{1/2}$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif et dans ce cas une étanchéité est obligatoire.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

II.5. Hypothèses de calcul :

II.5.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

Chapitre I : Généralité

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = E_s/E_b$), η est appelé coefficient d'équivalence.

II.5.2. Hypothèses supplémentaires pour les E.L.S :

- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
 - Le comportement des matériaux est linéaire élastique (loi de Hooke).
 - On définit le coefficient d'équivalence par la relation
 $n = E_s/E_b = 15$.

II.5.3. Hypothèses supplémentaires pour les E.L.U :

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Le diagramme de déformation de la section doit obligatoirement passé par l'un des

Trois pivots « A, B, ou C »

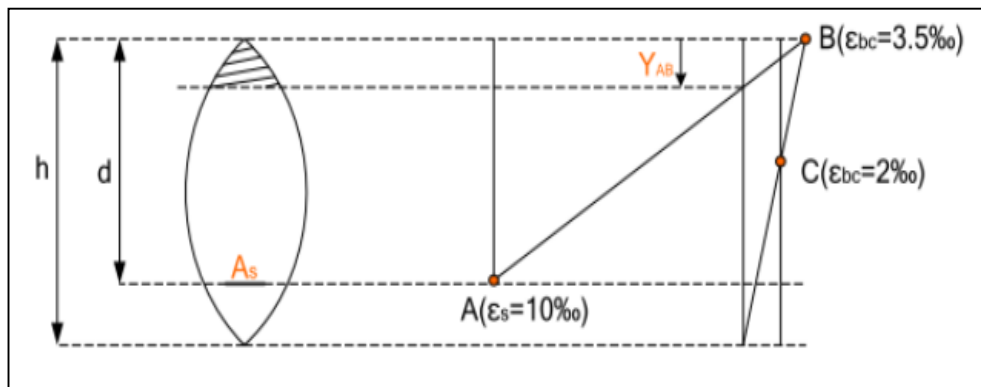


Figure I.10. Règle de trois pivots.

- **pivot A** : Déformation des armatures tendues égal à 10‰ : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **pivot B** : Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5‰ : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **pivot C** : Déformation des fibres de béton comprimées à 2‰ la section est soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

Chapitre I : Généralité

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- $E_{ij} = 32164,20$ MPa.
- $f_e = 400$ MPa.

II.6. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton 10721.39	Résistance caractéristique (F_{c28})	25
	Contrainte limite à l'Elu :	
	◦ situation durable	14.2
	◦ situation accidentelle	18.45
	Contrainte limite à l'ELS (δ_{bc})	15
10721.39	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721.39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contraintes de calcul à l'ELU :	
	◦ situation accidentelle	400
	◦ situation courante	348
	Contraintes à l'ELS :	
	FPN	/
FN	240	
FTN	176	

Chapitre II

Pré dimensionnement

Des éléments

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement des différents éléments (principaux / secondaires) d'une structure, et une étape très importante dans une étude de Génie civil, le but de cette étape est déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistance .ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA 93. Afin de résister et de reprendre les sollicitations.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement →planchers → poutrelles → poutres → poteaux →fondation
→sol.

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul, pour cela le **RPA 99 (Version 2003)**, **C.B.A 93** a mis au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des Eléments non structuraux :

II.2.1.Les planchers :

1. Définition :

Les planchers sont des plaques minces qui travaillent essentiellement en flexion simple, l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur deux, trois ou quatre appuis, ils déterminent les niveaux ou étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

2. Dalle à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h=h_{cc}+ h_{dc}$).

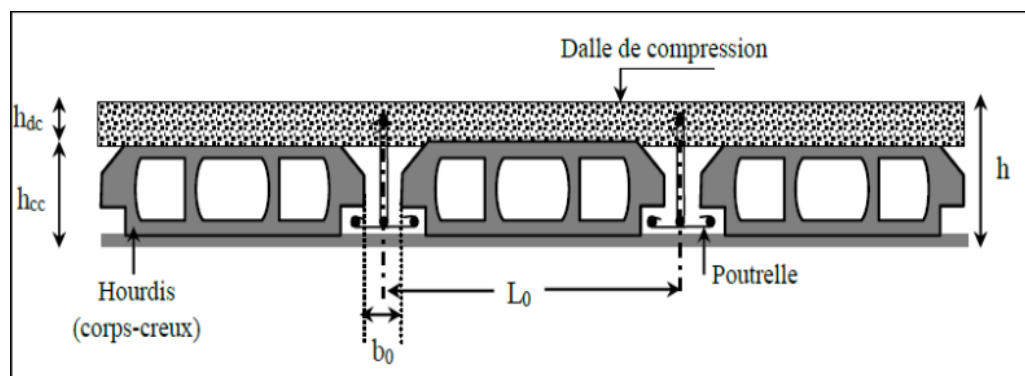


Figure.II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Avec :

-hcc : hauteur de corps creux.

-hdc : hauteur de la dalle de compression.

-b₀ : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

❖ Condition de flèche : (BAEL91 B.6.8, 4.2.4) :

N'est pas nécessaire de justifier la rigidité des poutrelles ; autorisant la vérification le rapport **h/L** doit satisfaire la condition de flèche.

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L = 430 - 30 = 400$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17.78 \text{ cm}$$

On prend donc Soit $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4)$. $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm: épaisseur de corp creux} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression} \end{array} \right.$

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

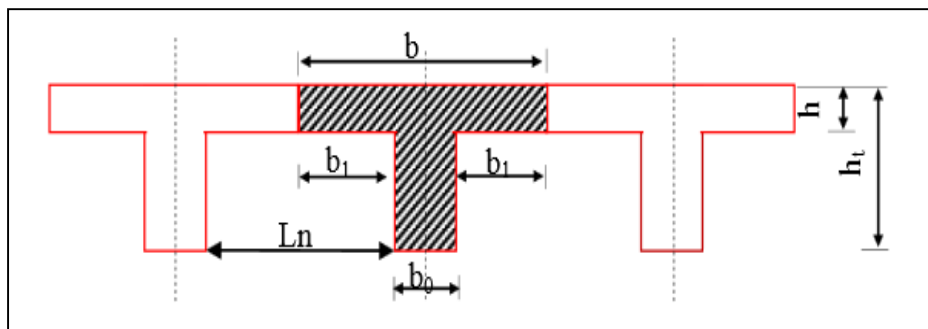


Figure II.2 : caractéristiques géométriques des poutrelles

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.5 h_t \Rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

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

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

Le corps creux le plus utilisé est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm

Alors : $L_0 = 55 \text{ cm}$.

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

L_n : la distance entre nus de deux nervures.

L : la longueur de nervure.

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

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

Donc on prend $\Rightarrow b = 65\text{ cm}$.

Tableaux II.1. : Récapitulatifs des caractéristiques géométriques des poutrelles :

h_t (cm)	h (cm)	b (cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
20	4	65	27.5	10

II.2.2. Les Balcons :

1. Définition :

Les balcons sont des parties solidaires de la construction à réaliser en consol la partie supérieure est sollicitée à l'intérieure tandis que la partie inférieure est comprimée, la section d'encastrement est généralement renforcée par un gausser parce que la contrainte maximum à l'appui tandis que l'extrémité libre ou la contrainte nulle. Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres.

-Plancher en dalle pleine :

1-Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

Type 1 :

$L_0 = 1.2\text{ m}$: portée libre de la porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 120 / 10 \rightarrow e \geq 12\text{ cm}.$$

On adapte une épaisseur de **$e=12\text{cm}$** .

Type 2 :

$L_0 = 0.9\text{ m}$: portée libre de la porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 90 / 10 \rightarrow e \geq 9\text{ cm}.$$

On adapte une épaisseur de **$e=12\text{cm}$** .

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.2.3. Les escaliers :

1. Définition :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied à un autre.

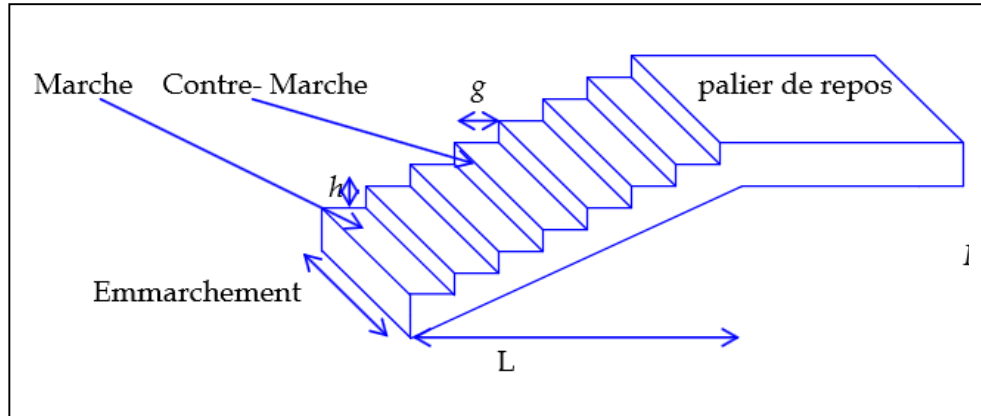


Figure II.3 : schéma statique d'escalier

H : La montée ou la hauteur d'escalier (H).

h : La hauteur d'une marche (h).

g : Le giron (la largeur de marche).

E : L'emmarchement (la largeur de la volée).

L : Le linge de foulée (longueur de volée)

La contre marche : la partie verticale d'une marche.

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompues des marches.

2. Dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage, pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

Pour déterminer la largeur des marches et la hauteur contre marche, on utilise la formule de BLONDEL $59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$.

- $g+2h=59\text{cm}$ correspond à d'escalier courants appartements.
- $g+2h=66\text{cm}$ correspond à d'escalier publics.

Généralement on utilise $g+2h=64\text{cm}$

Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend :

«h» entre 14 et 20cm $\rightarrow 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

«g» entre le 22cm et 33cm $\rightarrow 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$.

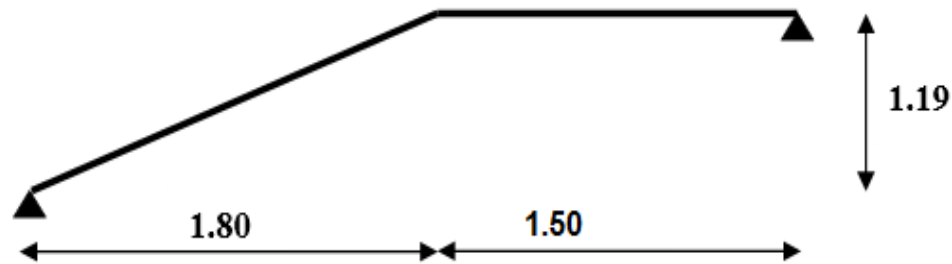
On prend : **h=17cm**

g=30cm

Dans notre cas il y-a deux types :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Type 1 :



- **Nombre des contre marche :**

$$h = \frac{n}{H} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} \Rightarrow n=7 \text{ contre marche}$$

- **Nombres des marches :**

$$n - 1 = 6 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

- L'angle de l'inclinaison :

$$L = 30 \times 6 = 180 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.47^\circ$$

- Longueur de paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{H}{l} = \frac{119}{l} \Rightarrow l = \frac{119}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 2.15 \text{ m}$$

La paillasse est une dalle reposant sur deux côtés :

$$L = l_v + l_p = 215 + 150 = 365 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \Rightarrow 12.17 \leq e \leq 18.25$$

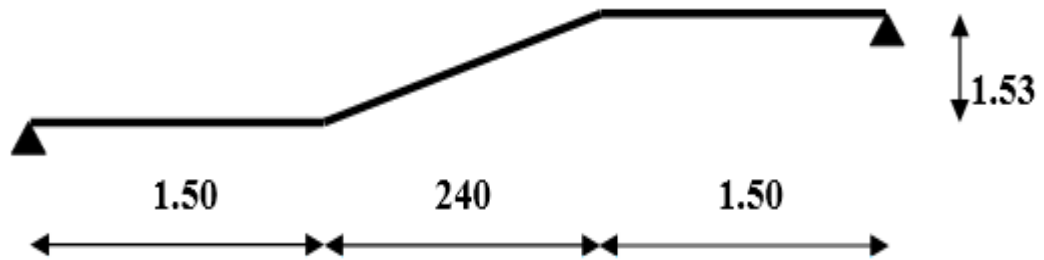
On adopte : **e = 16 cm.**

- **Détermination de l'épaisseur de palier :**

On adapte la même dimension que la paillasse.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Type 2 :



- **Nombre des contre marche :**

$$h = \frac{n}{H} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9 \text{ contre marche}$$

- **Nombres des marches :**

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

➤ L'angle de l'inclinaison :

$$L = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.62^\circ$$

➤ Longueur de paillasse :

$$\sin \alpha = \frac{H}{l} = \frac{153}{l} \Rightarrow l = \frac{153}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 2.83 \text{ m}$$

La paillasse est une dalle reposant sur deux côtés :

$$L = l_v + l_p = 283 + 150 = 433 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{433}{30} \leq e \leq \frac{433}{20} \Rightarrow 14.43 \leq e \leq 21.65$$

On prend : **e=16cm.**

- **Détermination de l'épaisseur de palier :**

On adapte la même dimension que la paillasse.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Pré dimensionnement de la poutre palier :

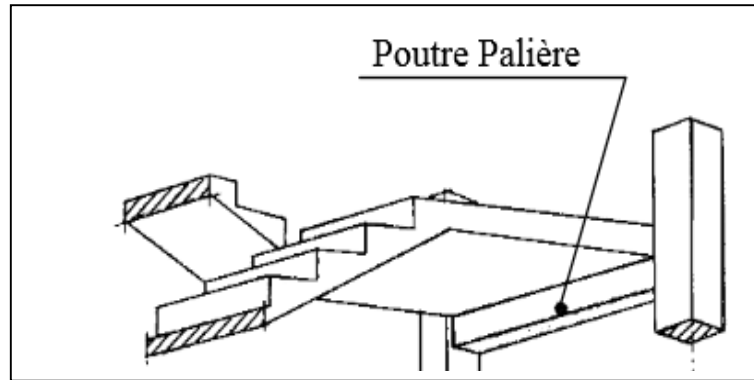


Figure II.4. Coupe de poutre palier

La poutre palier est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l'RAP 99/V2003.

➤ Selon le B.A.E.L

•La hauteur 'h' de la poutre palier doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \end{array} \right. \rightarrow \text{on adapte : } \mathbf{h= 35cm.}$$

•La largeur de 'b' de la poutre palier doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \rightarrow \text{on adapte : } \mathbf{b= 30cm}$$

➤ Selon RPA99/2003 :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{c} \rightarrow \text{CV}$$

$$h / b = 1.16 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Tous les Vérifications de RPA99 (version 2003) sont vérifier, on adapte :

b =30 cm et h= 35cm.

II.2.4.L'acrotère :

1. Définition :

Est élément non structural coulé sur place en tournant le bâtiment au niveau de plancher terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussé, assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et les plancher terrasse.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de plancher terrasse.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- La surface de l'acrotère :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{0.22 \times 0.03}{2} \Rightarrow S = 0.069\text{m}^2.$$

- Le périmètre de l'acrotère :

$$P=0.6+0.5+0.07+0.22 \Rightarrow P = 1.39\text{m}.$$

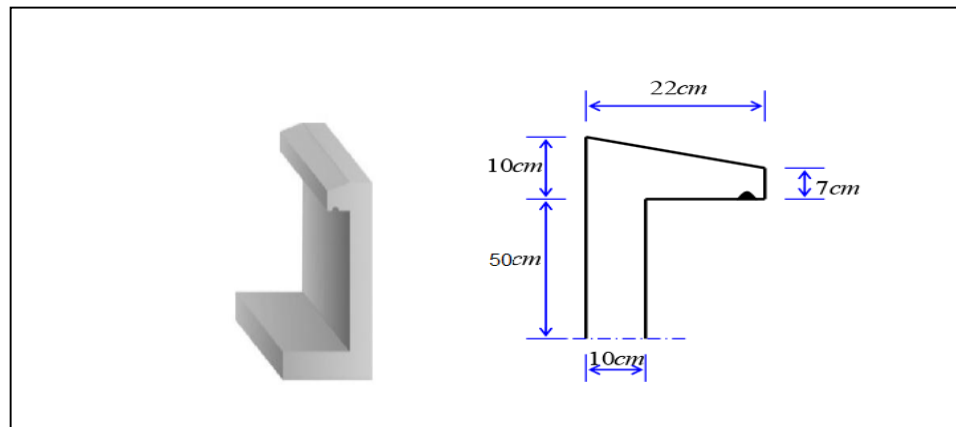


Figure II.5. Coupe d'acrotère

II.2.5. Mur extérieur :

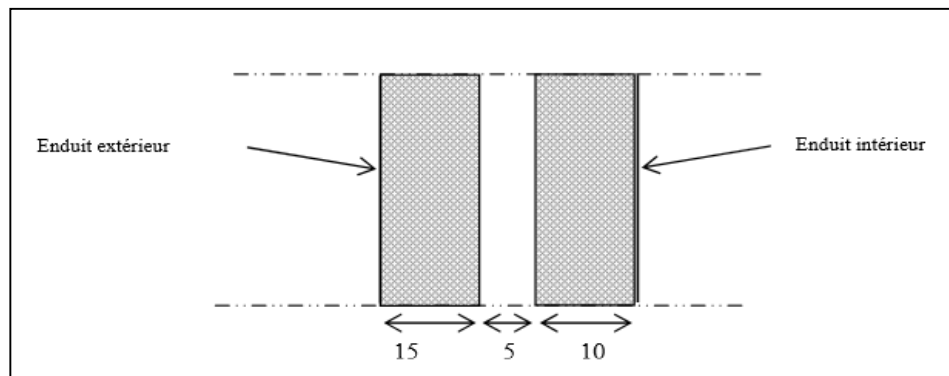


Figure II.6. Remplissage en double

II.3. Pré dimensionnement des Eléments structuraux :

II.3.1. Les poutres :

1-Définition :

Les poutres sont sent des éléments en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dans la portée est prise entre nus d'appuis. Elles sont dimensionnées selon B.A.E.L91 modifier 99 et vérifiées par le RPA99 version 2003.

2 –Pré dimensionnement

- Selon le B.A.E.L 91 les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivent :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} h: \text{ hauteur de la poutre.} \\ b: \text{ largeur de la poutre.} \end{cases}$
 L_{\max} : la plus grande portée du sens considéré (entre nu)

a- les poutres principales :

-Détermination de h :

$$L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

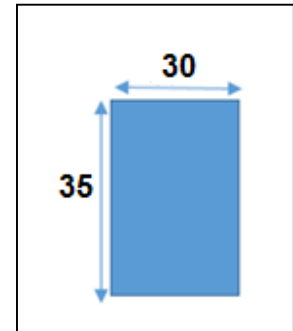
$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

On prend : **h = 35cm**

-Détermination de b :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On prend : **b = 30cm.**



• vérification selon RPA99 :

$\begin{cases} \text{la largeur de la poutre doit être: } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{la hauteur de la poutre doit être: } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{le rapport hauteur largeur doit être: } \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$h/b = 1.17 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Tous les Vérifications de RPA99 (version 2003) sont vérifiées, on adapte :

b = 30 cm et h = 35 cm

b. les poutres secondaires :

-Détermination de h :

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

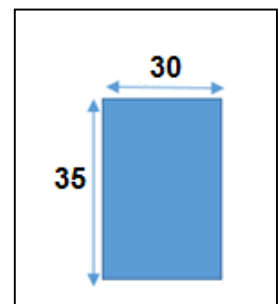
$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h \leq 40$$

On prend : **h = 35cm**

-Détermination de b :

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

On prend : **b = 30cm.**



Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- **Vérification selon RPA99 :**

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{c} \rightarrow \text{CV}$$

$$h / b = 1.17 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV.}$$

Tous les Vérifications de RPA99 (version 2003) sont vérifier, on adapte :

b =30 cm et h=35cm.

II.3.2.Les poteaux :

1. Définition :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données selon R.P.A 99 version 2003.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ (en zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ h_e : hauteur de l'étage.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$.

Dans notre projet le nombre d'étages (R+5) alors on prend une section de poteaux :

$$40 \times 40 \text{ cm}^2.$$

Vérification (condition minimales) :

- $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq \frac{2.66}{20} = 13.30\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} = 0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \rightarrow \text{CV.}$

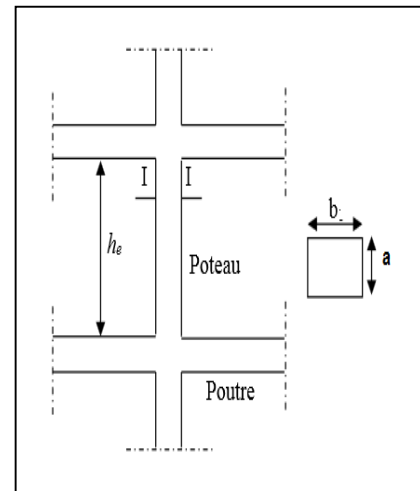


Figure II.7. Coupe du poteau élévation

II.3.3.Les voiles :

1. Définition :

Les voiles est un élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servent de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite qui les autres qui est l'épaisseur.

Le pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1) .les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- Les charges verticales : charges permanent et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

2. Dimensionnement des voiles :

Selon RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

$$l \geq 4a$$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec : L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

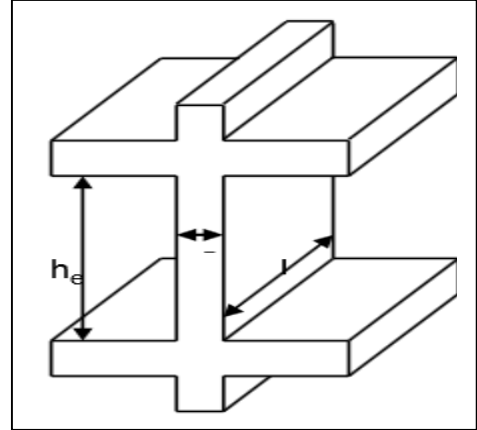


Figure II.8. Coupe de voile élévation.

-L'épaisseur minimale est de 15cm.

-De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la ci-dessous :

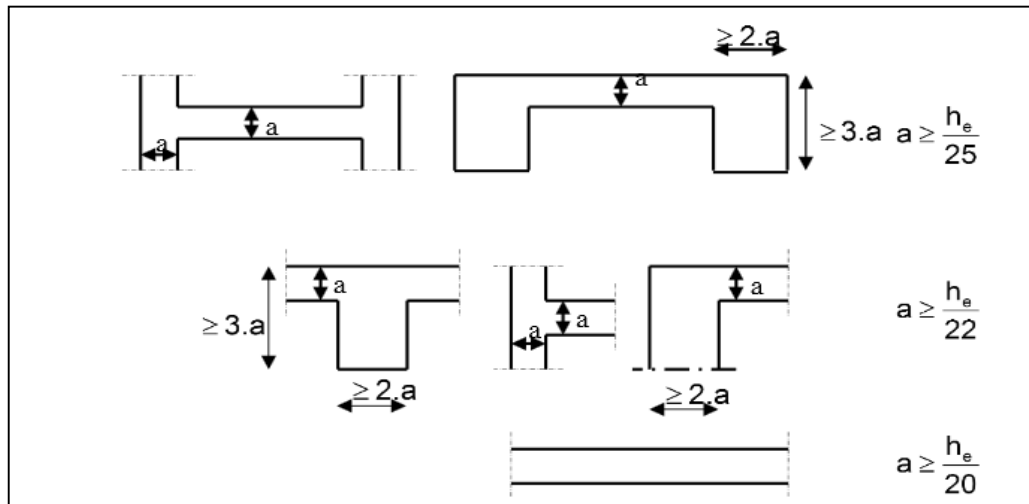


Figure II.9. Coupe de voile en plan.

Donc :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right), \text{ avec la hauteur d'étage } h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m.}$$

$$a \geq \max\left(\frac{266}{25}, \frac{266}{22}, \frac{266}{20}\right) \Rightarrow a \geq \max(10.64, 12.09, 13.30)$$

On prend : **a = 15 cm.**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Est on doit prendre aussi : $L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4(15) \Rightarrow L \geq 60\text{cm}$

Donc on adapte : **L=85 cm.**

II.4.Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- *Plancher à corps creux : (16+4) cm.
- *Poutres principales : (30 × 35) cm².
- * Poutres secondaires : (30 × 35) cm².
- *Poteaux : (40 × 40) cm².
- *Voiles : épaisseur de 15 cm.
- *Balcon : épaisseur de 12 cm.
- *Escalier : épaisseur de 16cm.

Chapitre III

Descente des charges

Chapitre III : Descente des charges

III.1.Introduction :

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer, pour tous éléments porteurs des constructions, les charges supportées au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

(Selon l'annexe de B.A.E.L 91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

III.2.Descente des charges des éléments :

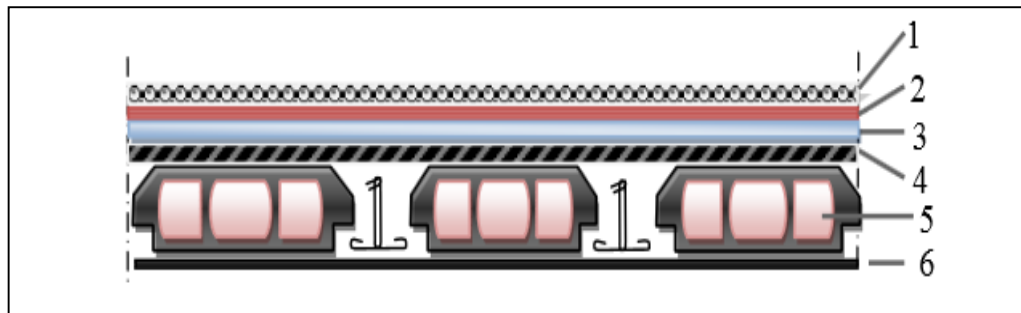


Figure III.1 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

III .2.1.Plancher terrasse (inaccessible)

1. Charges permanentes :

Tableau III.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
1	Gravillon de protection	5	1700	85
2	Etanchéité multicouches	3	400	12
3	Forme de pente en béton	10	2200	220
4	Isolation thermique	2	1000	20
5	Plancher à corps creux	(16+4)	1375	275
6	Enduit en plâtre	2	1000	20
				G=632 kg/m²

Chapitre III : Descente des charges

2. Charges d'exploitations :

Tableau III.2 : Charges exploitations du plancher terrasse inaccessible.

Element	Surcharge (kg/m ²)
Terrasse inaccessible	Q=100

III .2.2. Plancher étage courant :

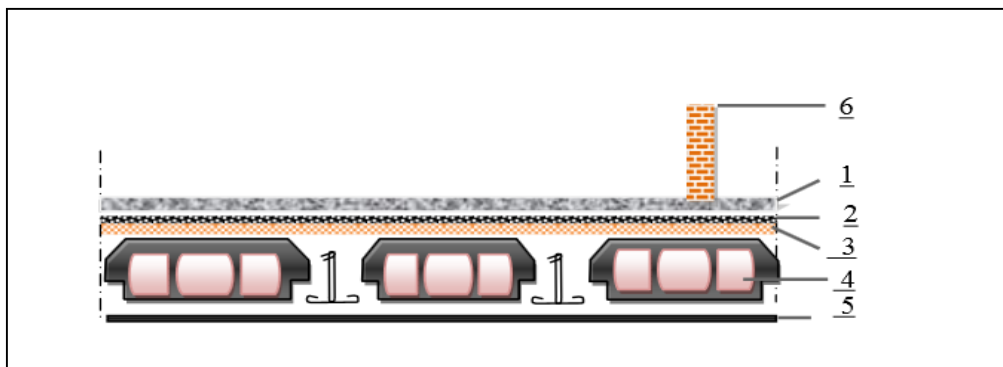


Figure III.2 : Détail des constituants du plancher étage courant.

1. Charges permanentes :

Tableau III.3 : Charges permanentes du plancher étages courant.

	Designation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Lit de sable	3	1800	54
4	Plancher à corps creux	20	1375	275
5	Enduit en plâtre	2	1000	20
6	Cloisons			100
				G=533kg/m²

Chapitre III : Descente des charges

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.4 : Charges exploitations du plancher étages courant.

Element	Surcharge (kg/m ²)
Ouvrage habitation	Q=150

III .2.3.Balcon:

1. Charges permanentes :

Tableau III.5 : Charges permanentes du balcon.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	3	2000	60
3	Lit de sable	2	2800	36
4	Dalle pleine en béton armé	12	2500	300
5	Enduit en plâtre	2	2000	40
			G=480kg/m ²	

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.6 : Charges exploitations du balcon.

Element	Surcharge (kg/m ²)
Balcon	Q=350kg/m ²

III .2.4.Escaliers:

1. Charges permanentes :

Chapitre III : Descente des charges

▪ Palier :

Tableau III.7 : Charges permanentes du palier.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
1	Carrelage grés céramique	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Lit de sable	2	1800	36
4	Dalen en béton armé	16	2500	400
5	Enduit en ciment	2	2000	40
				G=560kg/m²

▪ Paillasse :

Tableau III.8 : Charges permanentes du paillasse.

	Designation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Poids de Marches	17/2	2200	187
4	Paillasse	16	2500	400
5	Enduit en ciment	2	2000	40
				G=711kg/m²

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.9 : Charges exploitations du escalier.

Element	Surcharge (kg/m ²)
Ouvrage habitation	Q=250

III .2.5.Acrotère:

1. Charges permanentes :

Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.10 : Charges permanentes de l'acrotère.

1	Poids proper	172.5kg/m ²
2	Revetments	50.4kg/m ²
		G=222.54kg/m²

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.11 : Charges exploitations de l'acrotère.

Element	Surcharge (kg/m ²)
Due à la main courante	Q=100kg/m²

III .2.6. Mur extérieur :

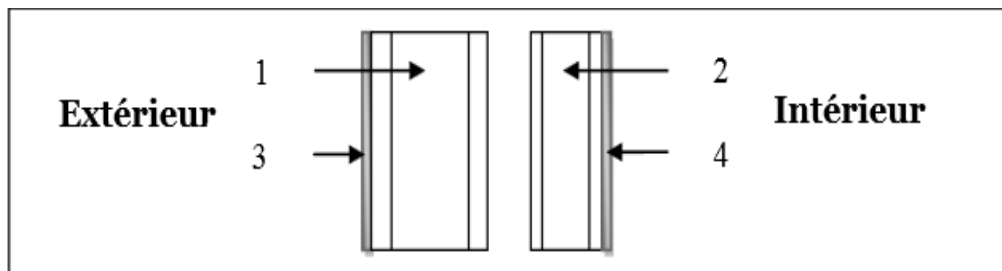


Figure III.3. Remplissage extérieur

Charges permanentes :

Tableau III.12 : Charges permanentes de mur extérieur.

Designation Des elements	épaisseur (cm)	densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
Brique creuse	25	900	225
Enduit extérieur en ciment	3	1800	54
Enduit intérieur en plâtre	2	1000	20
			G=299 kg/m²

III .2.7. Mur intérieurs :

Charges permanentes :

Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.13 : Charges permanentes de mur intérieur.

Designation Des elements	Épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
Brique creuse	1	900	90
Enduit extérieur en ciment	2	1800	36
Enduit intérieur en plâtre	2	1000	20
			G=146 kg/m²

III .2.8.Voile :

Charges permanentes :

Tableau III.14 : Charges permanentes de voile.

	Designation Des elements	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
1	Voile en béton	20	2500	500
2	Enduit en ciment	3	1800	54
3	Enduit en platre	2	1000	20
			G=574 kg/m²	

III.2.9.Poteau :

On va choisir trois types des poteaux :

°Poteau intermédiaire (central).

°Poteau de rive

°Poteau d'angle.

Chapitre III : Descente des charges

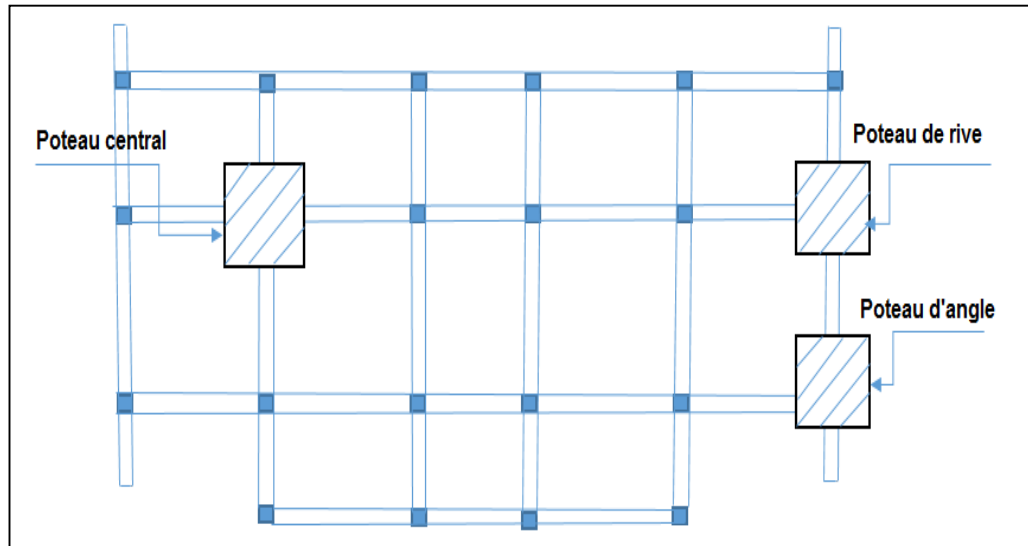


Figure.III.4.Disposition des poteaux la plus sollicité.

✓ Application de la dégression :

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(3 + \frac{n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

• Surcharges différentes selon le loi de dégression :

- sous la terrasse : Q_0
- sous le premier étage : $Q_0+Q_1.$
- Sous le deuxième étage : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2).$
- Sous le troisième étage : $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_1).$
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Chapitre III : Descente des charges

- terrasse(N₁) : $Q_6 = Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$
- étage 5 (N₂) : $Q_5 = Q_t + Q_e = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- étage 4 (N₃) : $Q_4 = Q_t + 0.95 (Q_e + Q_e) = 1 + 0.95 (1.5 + 1.5) = 3.85 \text{ KN/m}^2$
- étage 3 (N₄) : $Q_3 = Q_t + 0.9 (Q_e + Q_e + Q_e) = 5.05 \text{ KN/m}^2$
- étage 2 (N₅) : $Q_2 = Q_t + 0.85 (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 6.1 \text{ KN/m}^2$
- RDC (N₆) : $Q_1 = Q_t + 0.80 (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 7 \text{ KN/m}^2$

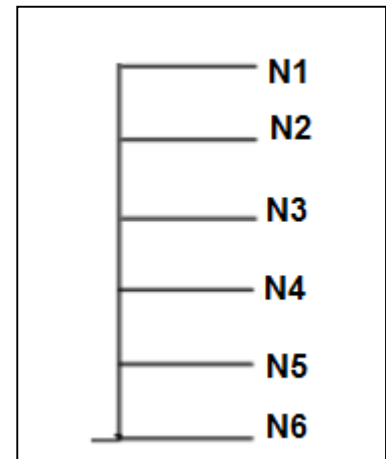


Figure III.5. Schéma de la descente des charges d'un poteau

a-poteau intermédiaire :

✓ La surface afférente

$$S = (1.5 + 1.85)2.1 + (1.5 + 1.85)1.9$$

$$S = 13.40 \text{ m}^2$$

✓ Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 13.40 \times 6.32 = 84.69 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 13.40 = 13.40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étage : } \begin{cases} G = 13.40 \times 5.33 = 71.42 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 13.40 = 20.10 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4 = 10.5 \text{ KN} \\ G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.35 = 8.79 \text{ KN} \end{cases}$$

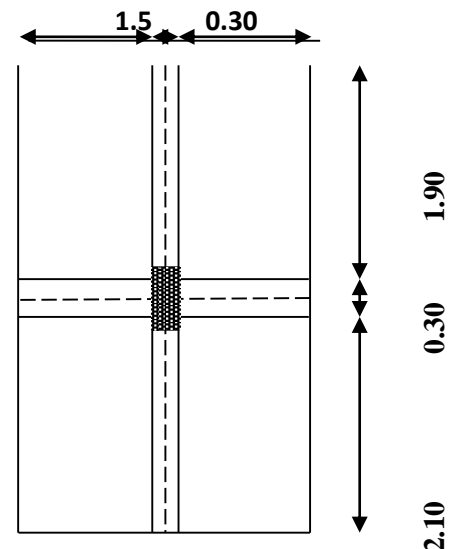


Figure III.6. Section du poteau intermédiaire.

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot h_e \cdot 25 = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}.$$

Les murs :

$$G_{mur} = \text{poids du mur} \times (h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}) \times (4 + 3.35)$$

$$G_{mur} = 1.46 \times (3.06 - 0.35) \times (4 + 3.35) = 29.08 \text{ KN}.$$

Chapitre III : Descente des charges

> Descentes des charges :

Tableau III.15 : Calcul de la descente de charge des poteaux intermédiaires.

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N ₁	N ₁	Plancher terrasse	84.69	13.40
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	8.79	
			103.98	
	N' ₁	Mur	29.08	
		Poteau	12.24	
		Totale	145.30	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N ₂	N' ₂	Venant N ₁	145.30	33.50
		Plancher étage courant	71.42	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	8.79	
			136.01	
	N' ₂	Mur	29.08	
		Poteau	12.24	
		Totale	277.33	
N ₃	N ₃	Venant N ₂	277.33	51.59
		Plancher étage courant	71.42	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	8.79	
			368.04	
	N' ₃	Mur	29.08	
		Poteau	12.24	
		totale	409.36	
N ₄	N ₄	Venant N ₃	409.36	67.67
		Plancher étage courant	71.42	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	8.79	

Chapitre III : Descente des charges

			500.07	
	N ₄	Mur Poteau	29.08 12.24	
		totale	541.39	
N ₅	N ₅	Venant N ₄	541.39	81.74
		Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire	71.42 10.50 8.79	
			632.10	
	N ₅	Mur Poteau	29.08 12.24	
		totale	673.42	
N ₆	N ₆	Venant N ₅	673.42	93.80
		Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Mur	71.42 10.50 8.79 29.08	
			764.13	
	N ₆	Mur Poteau	29.08 12.24	
		totale	805.45	93.80

Vérification de la section des poteaux :

➤ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

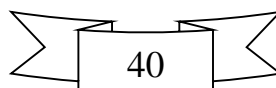
$$= 1.35 (805.45) + 1.5 (93.8) \rightarrow N_u = 1228.06 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.15 (1228.06) = \mathbf{1412.26 \text{ KN.}}$

➤ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :



Chapitre III : Descente des charges

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6f_{c28}=15\text{MPa} \quad \rightarrow \quad B_c \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

N_u (KN)	$B = a*b$ (m ²)	B_c (m ²)	δ_b (MPa)
1412.26	$0.4*0.4 = 0.16$	0.094	15

$$B_c = 0.094\text{m}^2 \leq B = 0.16\text{m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisit sont vérifier à la compression simple.

➤ **Vérification du flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite de béton $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$ cm²

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : l'élanement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$.

i : rayon de giration, nous avons : $i_x = i_y = \sqrt{I/bh}$

I : le moment d'inertie de poteau : $I = bh^3/12$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : longueur réelle.

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ (m)	α	B_r (m ²)
RDC, étage courant	3.06	2.14	0.0021	0.1146	18.70	0.80	0.144

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right)}$$

Chapitre III : Descente des charges

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{1412.26 \times 10^3}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r \text{ calcul} = 0.080 \text{m}^2 \leq B_r = 0.144 \text{m}^2 \quad \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le Poteau ne risqué pas de flamber.

Donc :

$$\begin{cases} \text{Min (b; a)} \geq 25 \text{cm} & \rightarrow \text{CV} \\ \text{Min (b; a)} \geq \frac{h_e}{20} & \rightarrow \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 & \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

b-poteau de rive :

✓ **La surface afférente**

$$S = (1.9 + 2.1) \times 1.5$$

$$S = 6.00 \text{m}^2$$

✓ **Les charges et surcharges :**

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 6.00 \times 6.32 = 37.92 \text{KN} \\ Q = 1 \times 6.00 = 6.00 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étage : } \begin{cases} G = 6.00 \times 5.33 = 31.98 \text{KN} \\ Q = 1.5 \times 6.00 = 9.00 \text{KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4 = 10.5 \text{KN} \\ G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.50 = 3.94 \text{KN} \end{cases}$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot h_e \cdot 25 = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{KN}$$

Les murs :

$$G_{\text{mur}} = 2.99 \times (3.06 - 0.35) \times (2.1 + 1.9) = 32.41 \text{KN.}$$

Acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 0.069 \times 25 \times (2.1 + 0.4 + 1.9) = 7.59 \text{KN}$$

➤ **Descente des charges :**

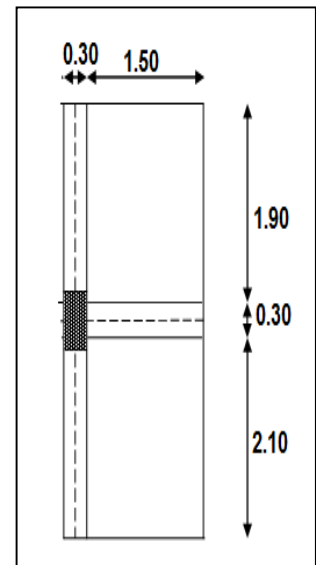


Figure III.7. Section du poteau de rive.

Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.16 : Calcul de la descente de charge des poteaux de rive

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N ₁	N ₁	Acrotère	7.59	6.00
		Plancher terrasse	37.92	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	3.94	
			59.95	
	N' ₁	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		Totale	104.60	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N ₂	N' ₂	Venant N ₁	104.60	15.00
		Plancher étage courant	31.98	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	3.94	
			151.02	
	N' ₂	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		Totale	195.67	
N ₃	N ₃	Venant N ₂	195.67	23.10
		Plancher étage courant	31.98	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	3.94	
			242.09	
	N' ₃	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		totale	286.74	
N ₄	N ₄	Venant N ₃	286.74	30.30
		Plancher étage courant	31.98	
		Poutre principale	10.50	
		Poutre secondaire	3.94	
			333.16	

Chapitre III : Descente des charges

	N'4	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		totale	377.81	
N5	N5	Venant N'4	377.81	36.60
		Plancher étage courant	31.98 10.50	
		Poutre principale Poutre secondaire	3.94	
			424.23	
	N'5	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		totale	468.88	
N6	N'6	Venant N5	468.88	42.00
		Plancher étage courant	31.98 10.50	
		Poutre principale Poutre secondaire	3.94	
			515.30	
	N6	Mur	32.41	
		Poteau	12.24	
		totale	559.95	42.00

Vérification de la section des poteaux :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 (559.95) + 1.5 (42) \rightarrow N_u = \mathbf{818.93KN.}$$

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow B_c \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

N _u (KN)	B = a*b (m ²)	B _c (m ²)
818.93	0.4*0.4 = 0.16	0.055

Chapitre III : Descente des charges

$$B_c = 0.055\text{m}^2 \leq B = 0.16\text{m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisis sont vérifiées à la compression simple.

➤ **Vérification du flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$B_r : \text{Section réduite de béton } B_r = (a-0.02)(b-0.02) \text{ cm}^2$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : l'élanement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$.

i : rayon de giration, nous avons : $i_x = i_y = \sqrt{I/bh}$

I : le moment d'inertie de poteau : $I = bh^3/12$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : longueur réelle.

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ (m)	α	B_r (m ²)
RDC, étage courant	3.06	2.14	0.0021	0.1146	18.70	0.80	0.144

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{818.93 \times 10^3}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r \text{ calcul} = 0.047\text{m}^2 \leq B_r = 0.144\text{m}^2 \quad \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le Poteau ne risqué pas de flamber.

Chapitre III : Descente des charges

Donc :

$$\begin{cases} \text{Min}(b; a) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{Min}(b; a) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

C-poteau d'angle :

✓ **La surface afférente**

$$S_1 = (2.1 \times 1.5) = 3.15 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.2 \times 1.5) = 1.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 4.95 \text{ m}^2$$

✓ **Les charges et surcharges :**

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 3.15 \times 6.32 = 19.91 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 3.15 = 3.15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étage : } \begin{cases} G = 3.15 \times 5.33 = 16.79 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 3.15 = 4.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Balcon : } \begin{cases} G = 1.8 \times 4.8 = 8.64 \text{ KN} \\ Q = 1.8 \times 3.5 = 6.3 \text{ KN} \end{cases}$$

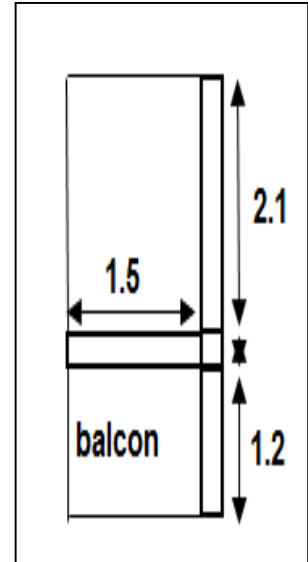


Figure III.8. Section du poteau d'angle.

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (2.1 + 1.2) = 8.66 \text{ KN} \\ G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.50 = 3.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot h_e \cdot 25 = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

Les murs :

$$G_{\text{mur}} = 2.99 \times (3.06 - 0.35) \times (2.1 + 1.2) = 26.74 \text{ KN}.$$

Acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 0.069 \times 25 \times (2.1 + 0.4 + 1.2 + 1.5) = 8.97 \text{ KN}.$$

➤ **Descentes des charges :**

Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.17 : Calcul de la descente de charge des poteaux d'angles.

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N ₁	N ₁	Acrotère	8.97	3.15
		Plancher terrasse	19.91	
		Poutre principale	8.66	
		Poutre secondaire	3.94	
			41.48	
	N' ₁	Mur	26.74	
		Poteau	12.24	
		Totale	80.46	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N ₂	N ₂	Venant N ₁	80.46	14.18
		Plancher étage courant	16.79	
		Balcon	8.64	
		Poutre principale	8.66	
		Poutre secondaire	3.94	
			118.79	
		N' ₂	Mur	
		Poteau	12.24	
		Totale	157.47	
N ₃	N ₃	Venant N ₂	157.47	24.10
		Plancher étage courant	16.79	
		Balcon	8.64	
		Poutre principale	8.66	
		Poutre secondaire	3.94	
			195.50	
	N' ₃	Mur	26.74	
		Poteau	12.24	
		Totale	234.48	
	N ₄	Venant N ₃	234.48	
		Plancher étage courant	16.79	
			8.64	

Chapitre III : Descente des charges

N ₄		Balcon	8.66	32.92
		Poutre principale	3.94	
		Poutre secondaire		
			272.51	
N' ₄		Mur	26.74	
		Poteau	12.24	
		Totale	11.49	
N ₅	N ₅	Venant N' ₄	311.49	40.64
		Plancher étage courant	16.79	
		Balcon	8.64	
		Poutre principale	8.66	
		Poutre secondaire	3.94	
			349.52	
N' ₅		Mur	26.74	
		Poteau	12.24	
		totale	388.50	
N ₆	N' ₆	Venant N ₅	388.50	47.25
		Plancher étage courant	16.79	
		Balcon	8.64	
		Poutre principale	8.66	
		Poutre secondaire	3.94	
			426.53	
N ₆		Mur	26.74	
		Poteau	12.24	
		totale	465.51	47.25

Vérification de la section des poteaux :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 (465.51) + 1.5 (47.25) \rightarrow N_u = 699.31 \text{ KN.}$$

- Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow B_c \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

Chapitre III : Descente des charges

N_u (KN)	$B = a*b$ (m ²)	B_C (m ²)
699.31	$0.4*0.4 = 0.16$	0.047

$$B_C = 0.047\text{m}^2 \leq B = 0.16\text{m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisis sont vérifiées à la compression simple.

➤ Vérification du flambement :

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$B_r : \text{Section réduite de béton } B_r = (a-0.02)(b-0.02) \text{ cm}^2$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : l'élanement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$.

i : rayon de giration, nous avons : $i_x = i_y = \sqrt{I/bh}$

I : le moment d'inertie de poteau : $I = bh^3/12$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : longueur réelle.

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ (m)	α	B_r (m ²)
RDC, étage courant	3.06	2.14	0.0021	0.1146	18.70	0.80	0.144

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r \text{ calcul} \geq \frac{1412.26 \times 10^3}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r \text{ calcul} = 0.040\text{m}^2 \leq B_r = 0.144\text{m}^2 \quad \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le Poteau ne risqué pas de flamber.

Chapitre III : Descente des charges

Donc :

$$\begin{cases} \text{Min}(b; a) \geq 25\text{cm} & \rightarrow \text{CV} \\ \text{Min}(b; a) \geq \frac{h_e}{20} & \rightarrow \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 & \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

III.3.Conclusion :

Après avoir descente des charges tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et Balcon...ect) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre IV

Ferrailage des

Eléments secondaires

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux qui n'ont pas une fonction porteuse donc ou de contreventement, ils sont soumis uniquement à leur poids propre.

Dans ce chapitre, nous effectuerons le calcul pour :

- Les dalles.
- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.

IV.2 : Plancher à corps creux :

IV.2.1.Définition :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- ✓ Porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- ✓ Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

Le type choisi pour cette étude est le plancher composée par des corps creux associés avec une dalle de compression y'a compris les nervures.

IV.2.2.Caractéristiques des nervures :

- ✓ épaisseur du corps creux : $e=16\text{cm}$.
- ✓ épaisseur de la dalle de compression : $h_0=4\text{cm}$.
- ✓ Largeur de la nervure : $b=b_0+2b_1=10+2(27.5)=65\text{cm}$.
- ✓ Longueur du corps creux : $L_0=55\text{cm}$.

IV.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

a)Plancher terrasse :

$$G=0.65 (632) =410.80\text{Kg /ml.}$$

$$Q=0.65(100) =65\text{Kg /ml.}$$

Combinaison à l'ELU :

$$q_u =1.35G+1.5Q =652.08\text{Kg/ml.}$$

Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G+Q =476\text{Kg/ml.}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

b)Plancher étage courant :

$$G=0.65 (533) =346.45\text{Kg /ml.}$$

$$Q=0.65(150) =97.5\text{Kg /ml.}$$

Combinaison à l'ELU :

$$q_u =1.35G+1.5Q=614\text{Kg/ml.}$$

Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G+Q =444\text{Kg/ml.}$$

Tableaux IV.1 : Evaluation des charges et surcharges (plancher).

Type des planchers	G (kg /ml)	Q (kg /ml)	q_u (kg /ml)	q_s (kg /ml)
Plancher terrasse	410.80	65	657	476
Plancher étage courant	346.45	97.5	614	444

IV.2.4 : Schéma statique :

1-étage courant :

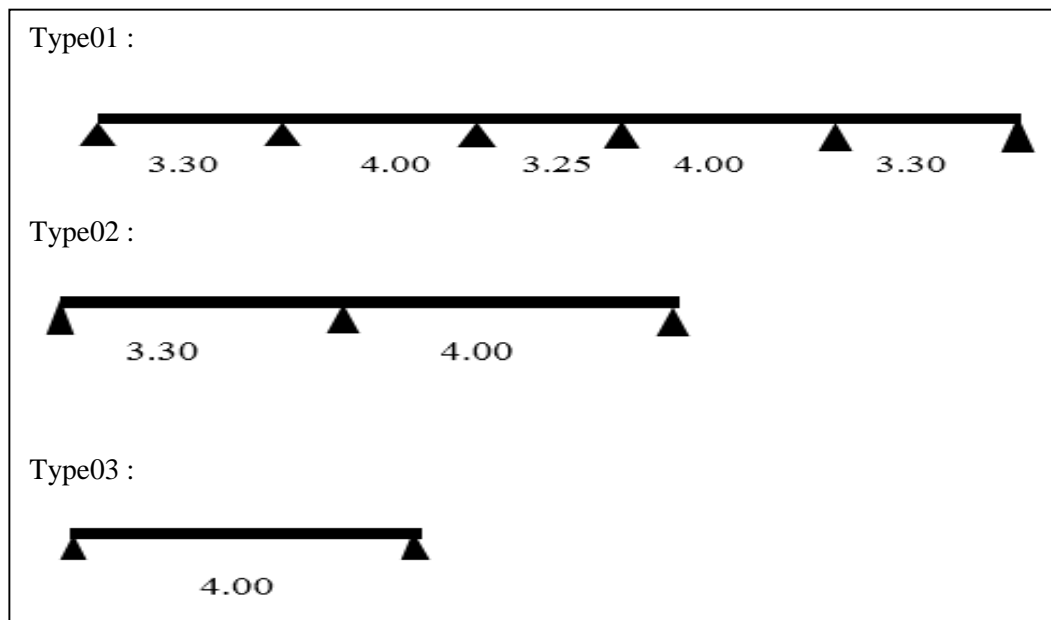


Figure IV.1 : Schéma statique d'étage courant.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

2- Plancher terrasse

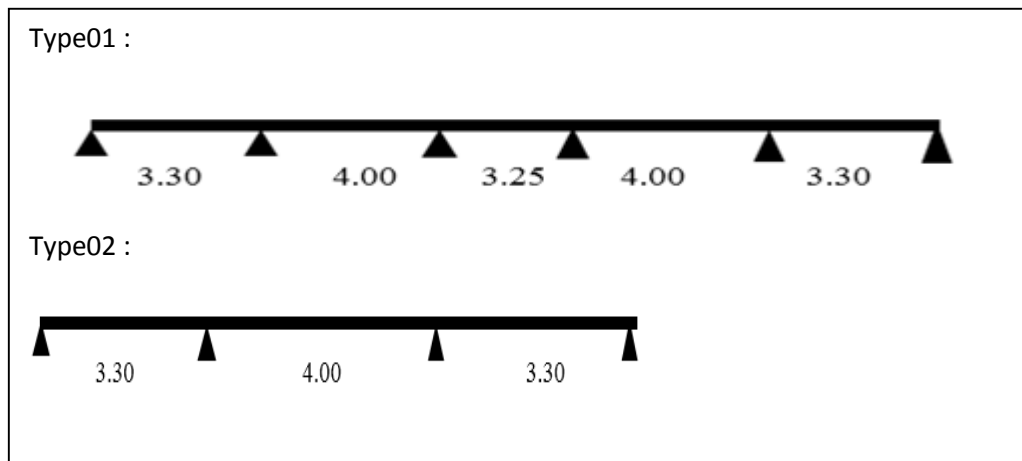


Figure IV.2 : Schéma statique de terrasse

IV.2.5 : Choix de la méthode de calcul :

Nous avons choisi l'utilisation de la méthode de forfaitaire pour tous les types.

IV.2.5.1.Méthode de forfaitaire :

a .Domaine de validité (BAEL 91 Art .B.6.2.2) :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$

Terrasse :

$$Q_t = 1.00\text{KN/m}^2 \leq \max (2(6.32) ; 5\text{KN/m}^2) = 12.64\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Etage courant :

$$Q_t = 1.50\text{KN/m}^2 \leq \max (2(5.33) ; 5\text{KN/m}^2) = 10.66\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- Le rapport entre les travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.3}{4} = 0.82 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{3.25} = 1.23 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.25}{4} = 0.81 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{3.3} = 1.21 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- La fissuration est non préjudiciable.

b. Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Si le travée est de rive} \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{Si le travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Au niveau des appuis :

$M_a \geq 0.6 M_0$ Poutre à deux travées

$M_a \geq 0.5 M_0$ Appuis voisin des appuis de rive

$M_a \geq 0.4 M_0$ Appui intermédiaire

$M_a \geq 0.15 M_0$ Appui de rive

Avec :

- M_t : moment en travée
- M_w : moment sur l'appui gauche
- M_e : moment sur l'appui droit
- M_a : moment sur appui
- M_0 : moment isostatique $P L^2/8$

Effort tranchant :

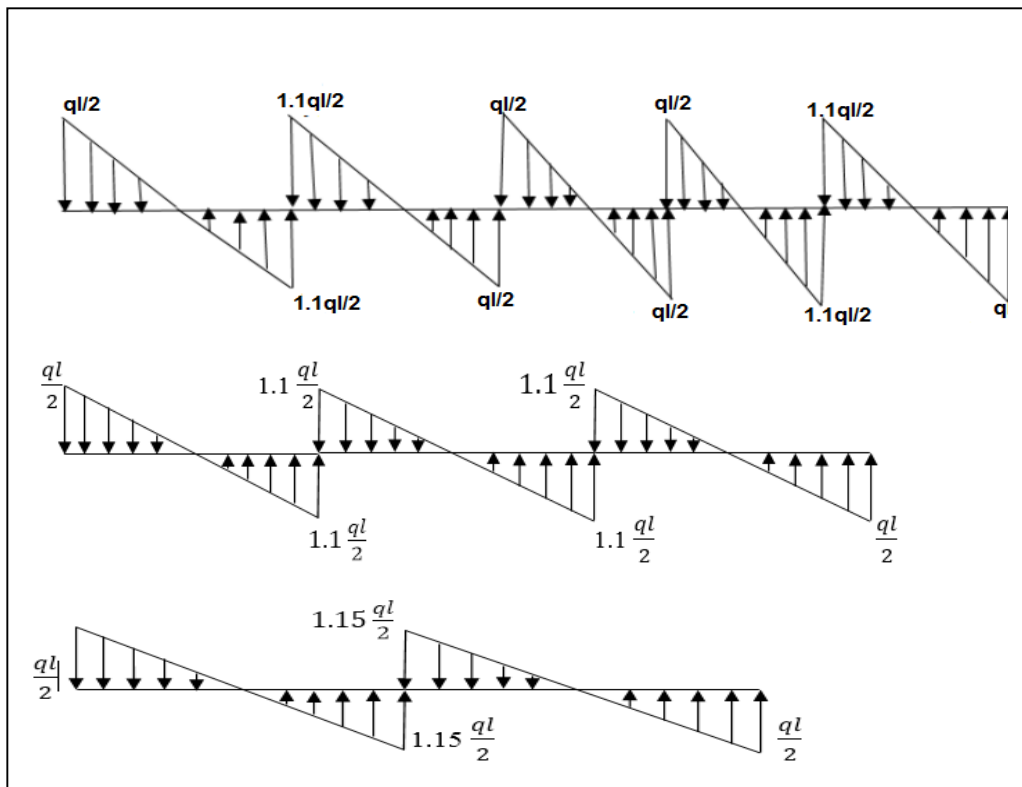


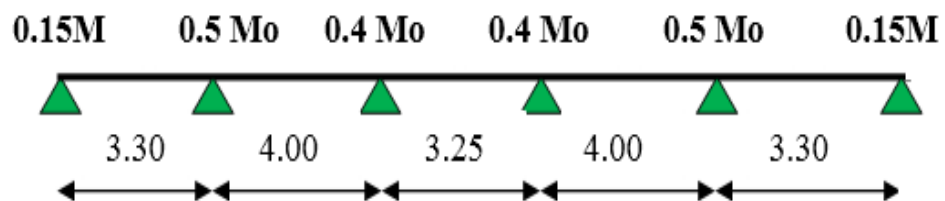
Figure IV.3 : Schéma statique d'effort tranchant

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

C) Application de la méthode :

1. Plancher Terrasse :

Type 01 :



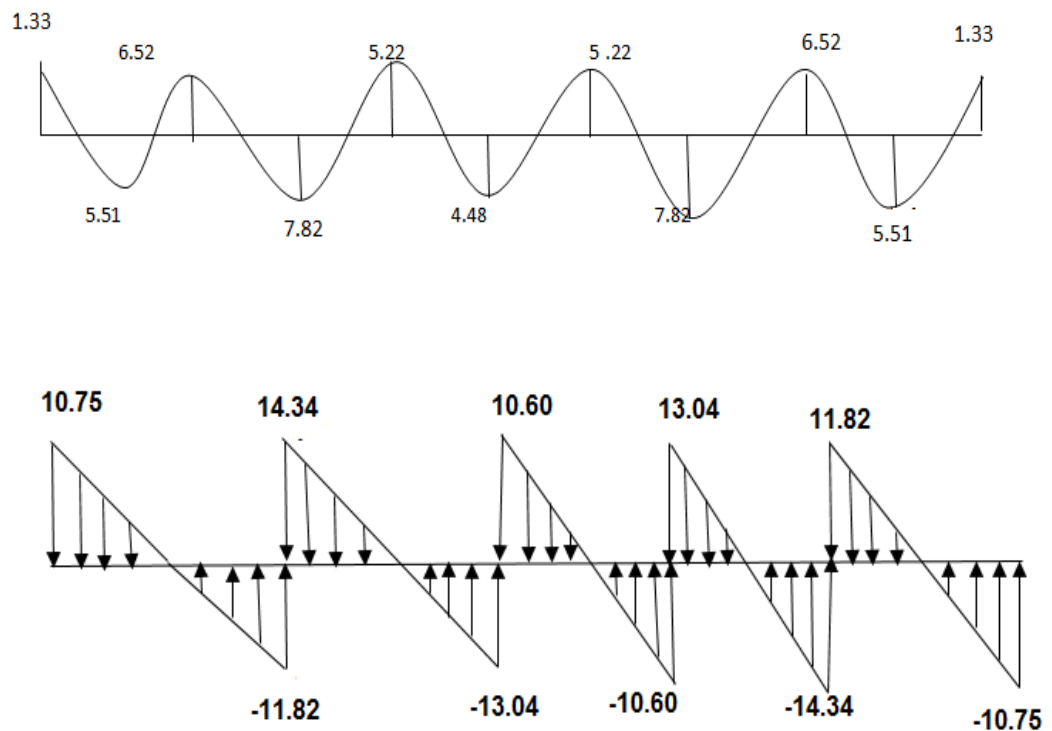
❖ ELU :

Tableau IV.2. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	3.30	6.52	8.87	1.33	6.52	5.51	10.75	-11.82
travée 2	4.00	6.52	13.04	6.52	5.22	7.82	14.34	-13.04
travée 3	3.25	6.52	8.60	5.22	5.22	4.48	10.60	-
travée 4	4.00	6.52	13.04	5.22	6.52	7.82	13.04	-14.34
travée 5	3.30	6.52	8.87	6.52	1.33	5.51	11.83	-10.76

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



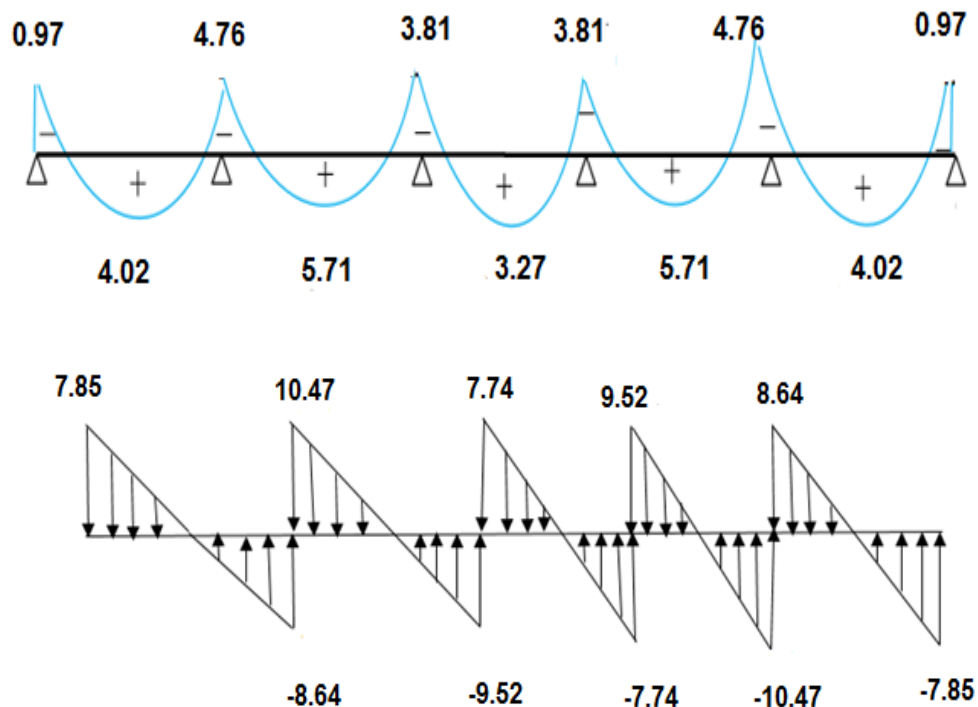
❖ ELS :

Tableau IV.3. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	3.30	4.76	6.48	0.97	4.76	4.02	7.85	-8.64
travée 2	4.00	4.76	9.52	4.76	3.81	5.71	10.47	-9.52
travée 3	3.25	4.76	6.28	3.81	3.81	3.27	7.73	-7.73
travée 4	4.00	4.76	9.52	3.81	4.76	5.71	9.52	10.47
travée 5	3.30	4.76	6.48	4.76	0.97	4.02	8.64	-7.85

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



Calcul des armatures :

E.L.U :

- **Armature longitudinale :**

$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression. **10**

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b .h).

❖ **En travée :**

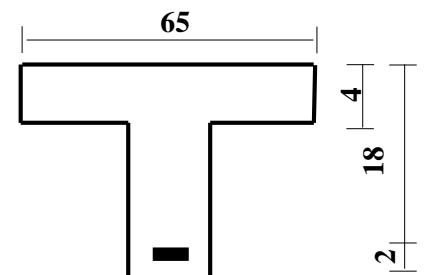
$$M_t^{max} = 7.82 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \Rightarrow M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3$$

$$M_t^{max} = 7.82 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.



Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{7820000}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.0026 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.03 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.033 \\ Z = 177.62 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad \Rightarrow \quad A^u = \frac{7820000}{347.82 \times 177.26} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

Donc : **Au = 1.26cm²**

❖ En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur **b₀ = 10 cm**.

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm²)
6.52	0.142	0.392	0.192	166.18	1.13

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

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

En travée :

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

En appui :

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

- **Pourcentage minimal :**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : **A = max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{pm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.26	1.41	1.3	1.26	3HA10 = 2.36
Appui	1.13	0.22	0.20	1.13	3HA10 = 2.36

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91 :

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

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

Désignation	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	α_1	Condition
En travée	0.024	7.82	5.72	1.37	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.136	6.52	4.76	1.37	25	0.44	Vérifiée

✚ Vérification et calcul élémentaire :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{143400}{100 \times 180} = 0.80 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\varnothing_t < \min \begin{cases} \varnothing_l = 10\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6\text{mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{100}{10} = 10\text{mm} \end{cases}$$

Donc : $\varnothing_t = 6\text{ mm}$

$$A_t = \frac{AS}{4} = 0.59\text{cm}^2$$

On adapt : $3\varnothing 6 \Rightarrow A_t = 0.85\text{ cm}^2$.

c) L'espaceur S_t : (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

- $S_{t1} \leq \min (0.9 .d; 40\text{ cm}) = \min (0.9 .18; 40\text{ cm}) = (16.20; 40\text{ cm})$
 $\Rightarrow S_{t1} = 16.20\text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times bo)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.85 \times 400)}{(0.4 \times 100)} = 85.00\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t2} = 85\text{cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{(0.8.A_t \times f_e)}{bo(\tau_u - 0.3.f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 85 \times 400)}{100(0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 160\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t3} = 160\text{cm}$

$$S_t = \min. (16.20 ; 85 ; 160)$$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15\text{ cm}$.

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

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition BAEL91 (A.5.1, 313) :

$$\frac{2V_u}{b_0.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } V_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0.267 \times 100 \times 162 \times 25 = 108135\text{N}$$

La valeur maximale de $V_u = 14340\text{ N}$

$$V_u = 14340\text{ N} \leq 108135\text{ N} \dots\dots\dots(c.v)$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 = 236 \text{ mm}^2.$$

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{14340}{400} = 41.23 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } A = 236 \text{ mm}^2 \geq 41.23 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{c. v})$$

e) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on respecte les conditions suivant :

- ✓ La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.
- ✓ La distance entre les fils des panneaux de treillis soudée ne doit pas dépasser :
 - 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Si l'entre axe(L) le nervure est au plus égale à 50cm :

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

- ✓ Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$:

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{41}{f_e}$$

- ✓ Dans le sens parallèle aux nervures : $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n = 55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n = 55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{41}{f_e} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6$ (200/200) mm^2

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

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

Si les conditions suivantes sont vérifiées, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{aser}} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b₀ : La largeur de nervure.

A : La section des armatures tendues.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{aser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq 0.0105 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. N. V})$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcule :

- ✓ La flèche instantanée **f_{ji}** due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ✓ La flèche instantanée et différée **f_{gi}** et **f_{gv}** due à l'ensemble des charges permanentes.
- ✓ La flèche instantanée **f_{pi}** due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles :

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

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Calcul la flèche :

- **Les propriétés de la section :**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0.013$$

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

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{65 \cdot y^2}{2} - 15 (2.36)(18 - y)$$

$$\Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{65 \cdot (3.92)^3}{12} + 15 (2.36)(18 - 3.92)^2$$
$$\Rightarrow I = 7344.20 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right]$$

Avec :

$$d' = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$
$$= 6.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$
$$= 13.24 \text{ cm}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s$$
$$= 455.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } I_0 = 66730.57 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \text{ ft}28}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.31$$

- **Calcul des contraintes σ_s :**

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

- q_j : charge permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : charge permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : charge permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G \Rightarrow q_{j \text{ ser}} = 0.65 * 2.75 = 1.79 \text{ KN/m}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$q_{gser} = 0.65G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 * 6.32 = 4.11 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 (G+Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 * (6.32 + 1) = 4.76 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times L^2}{8} = 2.69 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times L^2}{8} = 6.17 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times L^2}{8} = 7.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15(2690000) \frac{(180 - 39.2)}{7344.20 \times 10^4} = 77.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15(6170000) \frac{(180 - 39.2)}{7344.20 \times 10^4} = 177.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15(7140000) \frac{(180 - 39.2)}{7344.20 \times 10^4} = 205.33 \text{ MPa}$$

- **Calcul de Déformation de longue durée :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.013 \times 77.36) + 2.1} = 0.40$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.013 \times 177.43) + 2.1} = 0.68$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.13 \times 205.33) + 2.1} = 0.71$$

- **Calcul de E_i et E_v :**

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

- **Calcul de l'inertie fictive (I_f) :**

$$I_f = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 (66730.57)}{1 + (3.28 \times 0.68)} = 22722.77 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_v \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 (66730.57)}{1 + (1.31 \times 0.68)} = 38821.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 (66730.57)}{1 + (3.28 \times 0.40)} = 31748.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_p} \Rightarrow I = \frac{1.1(66730.57)}{1 + (3.28 \times 0.71)} = 22051.08 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches :**

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$f = \frac{M l^2}{10 E I}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_{vj} I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{6170000(4000)^2}{10 \times 10721.40 \times 38821.47 \times 10^4} = 2.37 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_{ij} I_{f_{gi}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{6170000(4000)^2}{10 \times 32164.20 \times 22722.77 \times 10^4} = 1.35 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_{ij} I_{f_{ji}}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{2690000(4000)^2}{10 \times 32164.20 \times 31748.97 \times 10^4} = 0.42 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_{ij} I_{f_{pi}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{7140000(4000)^2}{10 \times 32164.20 \times 22051.08 \times 10^4} = 1.61 \text{ mm}$$

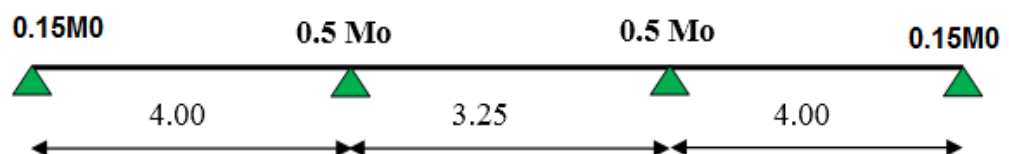
Donc le total est :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.37 - 0.42 + 1.61 - 1.35 = 2.21 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4800}{500} = 8.00 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Type 02 :



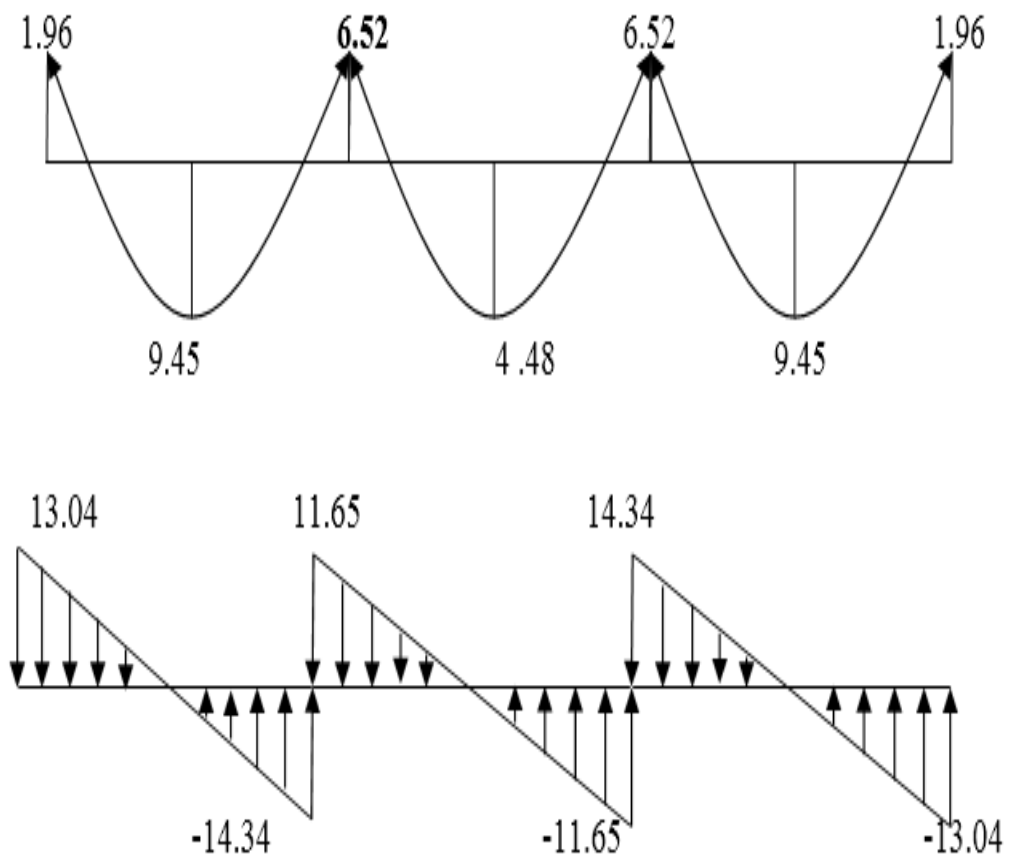
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ ELU :

Tableau IV.4. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2(plancher terrasse)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	4.00	6.52	13.04	1.96	6.52	9.45	13.04	-
travée 2	3.25	6.52	8.60	6.52	6.52	4.48	11.65	-
travée 3	4.00	6.52	13.04	6.52	1.96	9.45	14.34	-

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



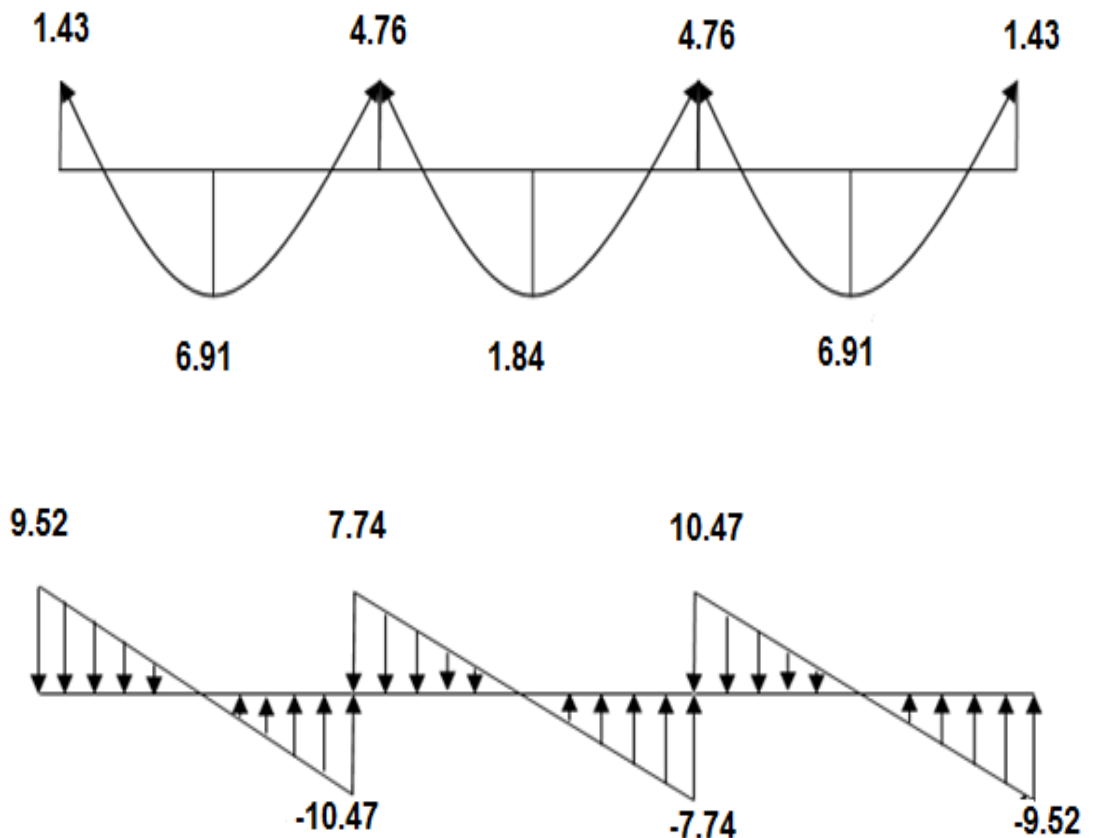
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ ELS :

Tableau IV.5. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	4.00	4.76	9.52	1.43	4.76	6.91	9.52	10.47
travée 2	3.25	4.76	6.28	4.76	4.76	1.84	7.74	-7.74
travée 3	4.00	4.76	9.52	4.76	1.43	6.91	10.47	-9.52

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

✚ Calcul des armatures :

E.L.U :

- **Armature longitudinale :**

- ❖ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 9.45 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant de la section en T_e:

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

$$\Rightarrow M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.45 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{9.45}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.038 \\ Z = 177.26 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{9450000}{347.82 \times 177.26} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 1.53 \text{ cm}^2$

- ❖ **En appui :**

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

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
6.52	0.142	0.392	0.192	166.18	1.13

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

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

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

En travée :

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

En appui :

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

- Pourcentage minimal :**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.53	1.41	1.3	1.53	3HA12 = 3.39
Appui	1.13	0.22	0.20	1.13	3HA10 = 2.36

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91 :

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

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

Désignation	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.029	9.45	6.91	1.36	25	0.43	Vérifiée
Sur Appui	0.138	6.52	4.76	1.36	25	0.43	Vérifiée

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

✚ Vérification et calcul élémentaire :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{143400}{100 \times 180} = 0.80 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v.})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = 12 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6 \text{ mm} \\ \frac{b_o}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{AS}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adapte : $3\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.85 \text{ cm}^2$.

c) L'espacement S_t : (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

- $S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm})$
 $\Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_o)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.85 \times 400)}{(0.4 \times 100)} = 85.00 \text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t2} = 85 \text{ cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \times f_e)}{b_o(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 85 \times 400)}{100(0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 160 \text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t3} = 160 \text{ cm}$

$$S_t = \min. (16.20 ; 85 ; 160)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition BAEL91 (A.5.1, 31) :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

On a : $V_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$

La valeur de **a** est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à 0,9 d

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

Donc : $V_u \leq 0.267 \times 100 \times 162 \times 25 = 108135\text{N}$

La valeur maximale de $V_u = 14340 \text{ N}$

$$V_u = 14340 \text{ N} \leq 108135 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 = 339 \text{ mm}^2.$$

$$A = 339 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{14340}{400} = 41.23 \text{ mm}^2$$

Donc $A = 339 \text{ mm}^2 \geq 41.23 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

e) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on respecte les conditions suivant :

- ✓ La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.
- ✓ La distance entre les fils des panneaux de treillis soudée ne doit pas dépasser :
 - 20Cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33Cm : pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Si l'entre axe(L) le nervure est au plus égale à 50Cm :

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

- ✓ Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$:

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

- ✓ Dans le sens parallèle aux nervures : $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n = 55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n = 55\text{cm} < 80\text{cm}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6 (200/200) \text{ mm}^2$

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

Si les conditions suivant sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018 \leq 0.0105 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. N. V})$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$y = 4.58 \text{ cm} ; I = 9678.29 \text{ cm}^4 ; I_0 = 66132.63 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.019 ; \lambda_i = 2.25 ; \lambda_v = 0.9$$

Tableau IV.6 : Vérification à la flèche de la terrasse (Type 02).

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.ml)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{fig} (mm ⁴)	f_{ji} (mm)
1.79	2.69	55.95	0.42	28499.86	0.36
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{fvg} (mm ⁴)	f_{gi} (mm)
4.11	6.17	128.33	0.69	44877.17	1.077
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{fij} (mm ⁴)	f_{pi} (mm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

4.76	7.14	148.51	0.73	37401.49	1.29
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$ l)	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$I_{fip}(\text{mm}^4)$	$f_{gv}(\text{mm})$
4.11	6.17	128.33	0.69	27529.20	2.05

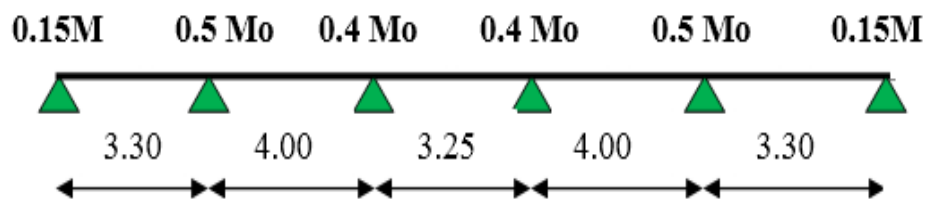
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.05 - 0.36 + 1.29 - 1.077 = 1.90 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4000}{500} 8.00 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

2.étage courant :

Type 01 :



❖ **ELU :**

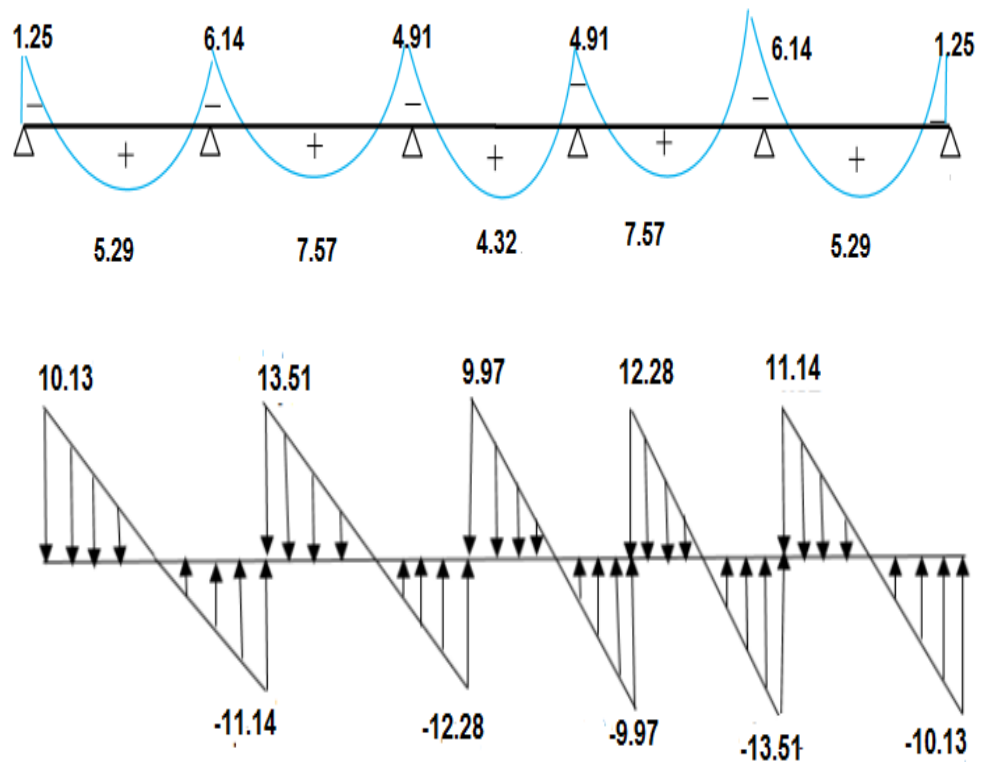
Tableau IV.7. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1(plancher étage courant)

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	3.30	6.14	8.36	1.25	6.14	5.29	10.13	-
travée 2	4.00	6.14	12.28	6.14	4.91	7.57	13.51	-
travée 3	3.25	6.14	8.11	4.91	4.91	4.32	9.57	-

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

travée 4	4.00	6.14	12.28	4.91	6.14	7.57	12.28	- 13.51
travée 5	3.30	6.14	8.36	6.14	1.25	5.29	11.14	- 10.13

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



❖ ELS :

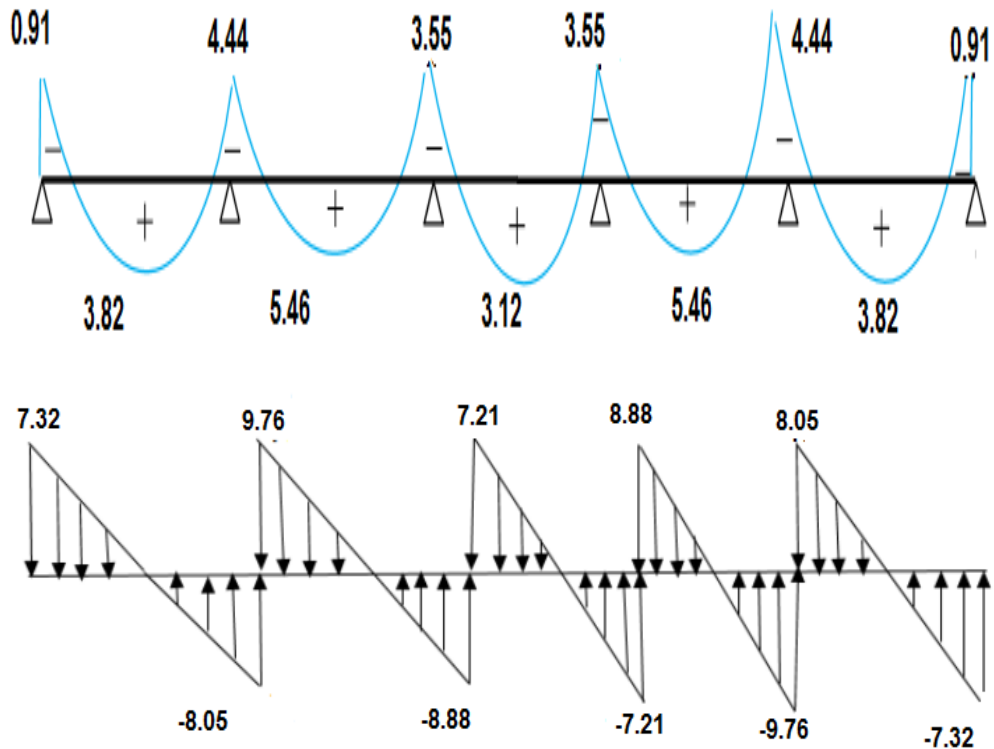
Tableau IV.8. Les sollicitations à l'ELS, poutre type 1 (plancher étage courant)

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	3.30	4.44	6.04	0.91	4.44	3.82	7.32	-8.05
travée 2	4.00	4.44	8.88	4.44	3.55	5.46	9.76	-8.88
travée 3	3.25	4.44	5.86	3.55	3.55	3.12	7.21	- 7.21

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Travée								
4	4.00	4.44	8.88	3.55	4.44	5.46	8.88	-9.76
Travée								
5	3.30	4.44	6.04	4.44	0.91	3.82	8.05	-7.32

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



✚ CALCUL DES ARMATURES :

ELU :

- Armature longitudinale :

✦ En travée :

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \Rightarrow M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{7570000}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.032 \\ Z = 177.70 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{7570000}{347.82 \times 177.26} = 1.22 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.22 \text{ m}^2$

❖ En appui :

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

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
6.14	0.02	0.392	0.025	178.20	1.00

• Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

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

En travée :

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

En appui :

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

• Pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}) :$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{pm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.22	1.41	1.3	1.22	3HA10 = 2.36
Appui	1.00	0.22	0.20	1.00	3HA10 = 2.36

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91 :

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

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

Désignation	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	α_1	Condition
En travée	0.023	7.57	5.46	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.128	6.14	4.44	1.38	25	0.44	Vérifiée

✚ Vérification et calcul élémentaire :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{13510}{100 \times 180} = 0.75 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{MPa}\right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\varnothing_t < \min \begin{cases} \varnothing_l = 10\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6\text{mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{100}{10} = 10\text{mm} \end{cases}$$

Donc : $\varnothing_t = 6\text{ mm}$

$$A_t = \frac{AS}{4} = 0.59\text{cm}^2$$

On adapt: $3\varnothing 6 \Rightarrow A_t = 0.85\text{ cm}^2$.

c) L'espaceur St: (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

- $S_{t1} \leq \min (0.9 .d; 40\text{ cm}) = \min (0.9 .18; 40\text{ cm}) = (16.20; 40\text{ cm})$
 $\Rightarrow S_{t1} = 16.20\text{ cm}$
 - $S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times bo)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.85 \times 400)}{(0.4 \times 100)} = 85.00\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t2} = 85\text{cm}$
 - $S_{t3} \leq \frac{(0.8.A_t \times f_e)}{bo(\tau_u - 0.3.f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 85 \times 400)}{100(0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 160\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t3} = 160\text{cm}$
- $S_t = \min. (16.20 ; 85; 160)$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15\text{ cm}$.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91A.5.1, 31)

$$\frac{2V_u}{bo.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } V_u \leq 0.267 \times bo \times a \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à 0,9 d

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0.267 \times 100 \times 162 \times 25 = 108135\text{N}$$

La valeur maximale de $V_u = 13510\text{N}$

$$V_u = 13510\text{ N} \leq 108135\text{ N} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 = 236 \text{ mm}^2.$$

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{13510}{400} = 38.84 \text{ mm}^2$$

Donc : $A = 236 \text{ mm}^2 \geq 38.84 \text{ mm}^2$ (c. v)

e) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

✓ Si l'entre axe(L) le nervure est au plus égale à 50cm :

$$A \perp = \frac{200}{f_e}$$

✓ Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$:

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

✓ Dans le sens parallèle aux nervures : $A \parallel = \frac{A \perp}{2}$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n=55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n=55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} = 0.57\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6$ (200/200) mm^2

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

Si les conditions suivant sont vérifier n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131 \leq 0.009 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. N. V})$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$y = 3.92 \text{ cm}$; $I = 7344.20 \text{ cm}^4$; $I_0 = 66730.57 \text{ cm}^4$; $\rho = 0.013$; $\lambda_i = 3.28$; $\lambda_v = 1.31$.

Tableau IV.9: Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 01).

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.ml)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{fig} (cm ⁴)	f_{ji} (mm)
1.79	2.66	76.49	0.40	23938.05	0.42
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{vg} (cm ⁴)	f_{gi} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	40214.55	1.08
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.ml)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{ip} (cm ⁴)	f_{pi} (mm)
4.44	6.66	191.52	0.70	31748.97	1.49
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{ip} (cm ⁴)	f_{gv} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	22270.52	1.93

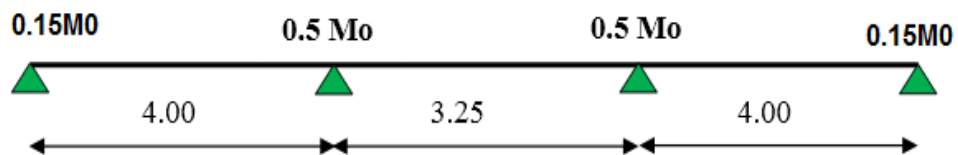
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.93 - 0.42 + 1.49 - 1.08 = 1.92 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4800}{500} =$$

8.00mm

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Type 02 :



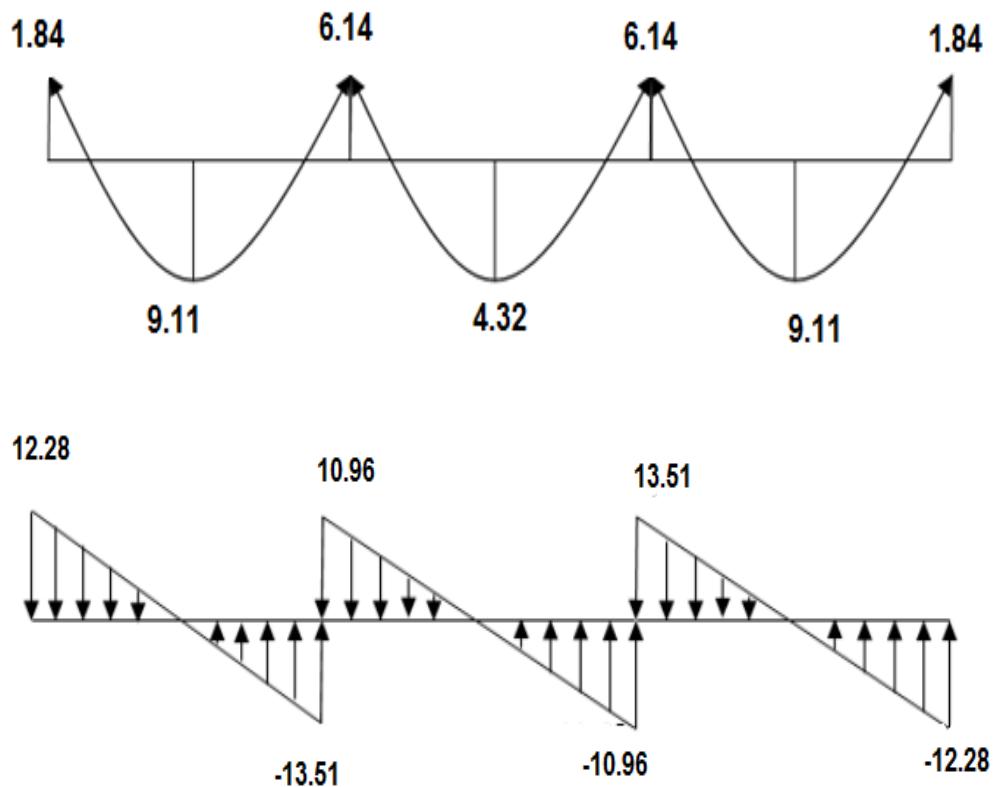
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ ELU :

Tableau IV.10. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2 (plancher étage courant)

Travée	L (m)	P_u KN/ml	M_0 KN.m	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	4.00	6.14	12.28	1.84	6.14	9.11	12.28	-13.51
travée 2	3.25	6.14	8.11	6.14	6.14	4.32	10.96	-10.96
travée 3	4.00	6.14	12.28	6.14	1.84	9.11	13.51	-12.28

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



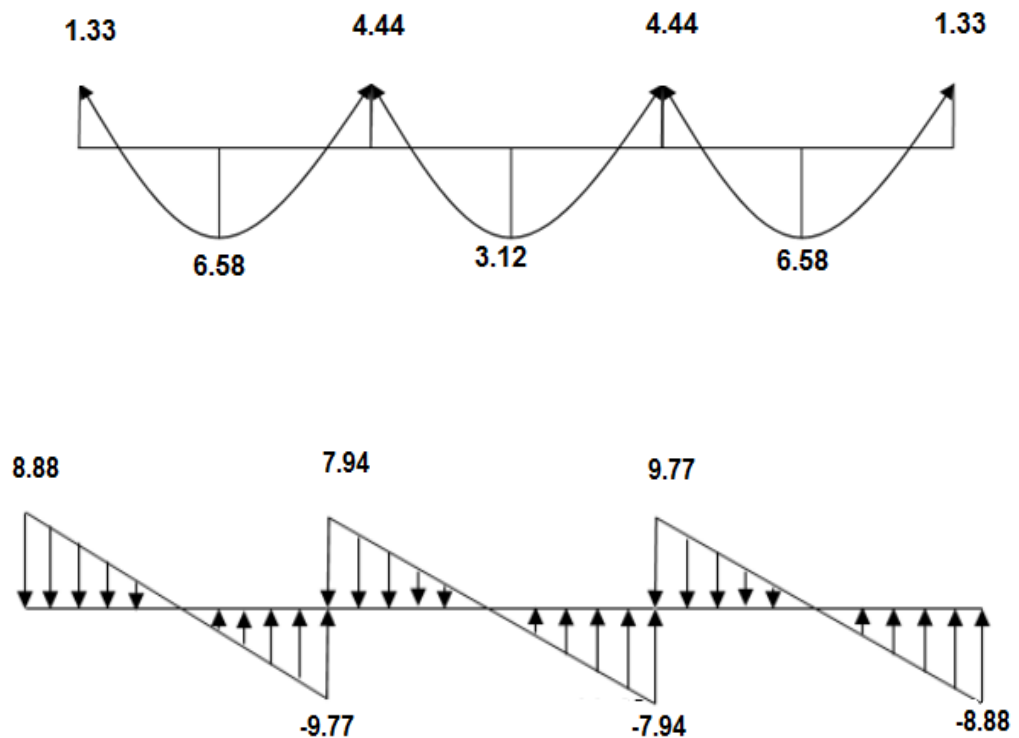
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ ELS :

Tableau IV.11. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2 (plancher étage courant)

Travée	L (m)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	4.00	4.44	8.88	1.33	4.44	6.58	8.88	-9.77
travée 2	3.25	4.44	5.86	4.44	4.44	3.12	7.94	-7.94
travée 3	4.00	4.44	8.88	4.44	1.33	6.58	9.77	-

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

CALCUL DES ARMATURES :

ELU :

- **Armature longitudinale :**

❖ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 9.11 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

$$\Rightarrow M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.11 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{9110000}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.038 \\ Z = 177.26 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{9110000}{347.82 \times 177.26} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_u = 1.47 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui :**

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

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
6.14	0.13	0.392	0.175	167.4	1.05

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

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

En travée :

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

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

En appui :

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

- **Pourcentage minimal :**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}) :$

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$\underline{A}_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.47	1.41	1.3	1.47	3HA10 = 2.36
Appui	1.05	0.22	0.20	1.05	3HA10 = 2.36

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91 :

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

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

Désignation	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28}	α	Condition
En travée	0.025	9.11	6.58	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.125	6.14	4.44	1.38	25	0.44	Vérifiée

✚ Vérification et calcul élémentaire :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13510}{100 \times 180} = 0.75 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.75\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = 10\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6\text{mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{100}{10} = 10\text{mm} \end{cases}$$

Donc : $\phi_t = 6\text{mm}$

$$A_t = \frac{AS}{4} = 0.59\text{cm}^2$$

On adapt: $3\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.85\text{cm}^2$.

c) L'espaceur S_t : (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

- $S_{t1} \leq \min(0.9 \cdot d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \cdot 18; 40\text{cm}) = (16.20; 40\text{cm})$
 $\Rightarrow S_{t1} = 16.20\text{cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times bo)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.85 \times 400)}{(0.4 \times 100)} = 85.00\text{cm}$
 $\Rightarrow S_{t2} = 85\text{cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \times f_e)}{bo(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 85 \times 400)}{100(0.75 - 0.3 \times 2.1)} = 226.6\text{cm}$
 $\Rightarrow S_{t3} = 226.6\text{cm}$

$$S_t = \min. (16.20 ; 85 ; 226.6)$$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15\text{cm}$.

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

$$\frac{2V_u}{bo \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } V_u \leq 0.267 \times bo \times a \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20\text{cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0.267 \times 100 \times 162 \times 25 = 108135\text{N}$$

La valeur maximale de $V_u = 13510\text{N}$

$$V_u = 13510\text{N} \leq 108135\text{N} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 = 236 \text{ mm}^2.$$

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{13510}{400} = 38.84 \text{ mm}^2$$

Donc: $A = 236 \text{ mm}^2 \geq 38.84 \text{ mm}^2$(c. v)

e) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n=55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n=55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\text{Ø}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\text{Ø}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6 (200/200) mm²

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

Si les conditions suivant sont vérifier n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0019 \leq 0.009 \quad (\text{C. N. V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. N. V})$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Calcul de la flèche :

$$y = 3.92 \text{ cm} ; I = 7344.20 \text{ cm}^4 ; I_0 = 66730.57 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.013 ; \lambda_i = 3.28$$

$$; \lambda_v = 1.31.$$

Tableau IV.12. Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 02).

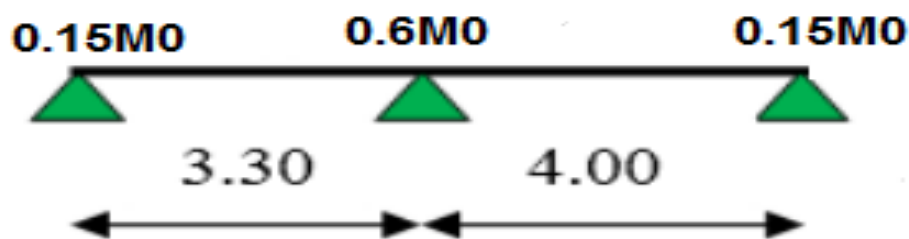
q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.ml)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{fig} (cm ⁴)	f_{ji} (mm)
1.79	2.66	76.49	0.40	23938.05	0.42
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{fvg} (cm ⁴)	f_{gi} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	40214.55	1.08
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.ml)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	f_{pi} (mm)
4.44	6.66	191.52	0.70	31748.97	1.49
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{fip} (cm ⁴)	f_{gv} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	22270.52	1.93

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.93 - 0.42 + 1.49 - 1.08 = 1.92 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4800}{500} = 8.00 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Type 03 :



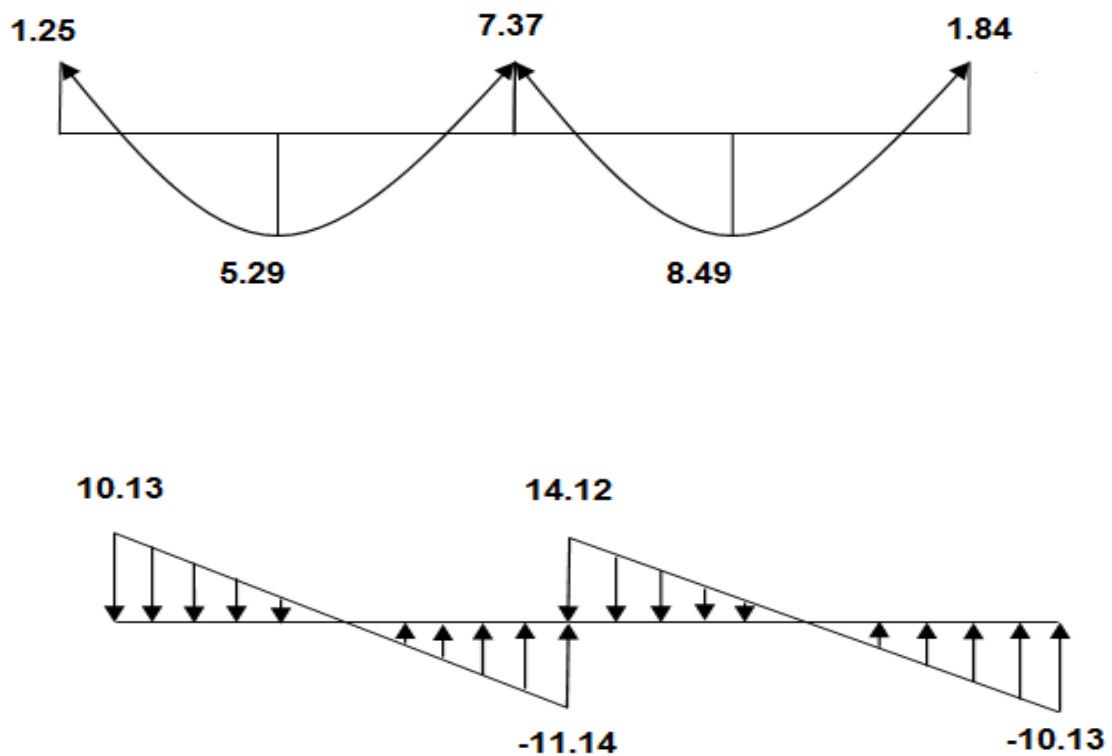
Chapitre IV : Ferrillage des éléments secondaires

❖ ELU :

Tableau IV.13. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 3 (plancher étage courant)

Travée	L (m)	P_u KN/ml	M_0 KN.m	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
travée 1	3.30	6.14	8.36	1.25	7.37	5.29	10.13	-11.14
travée 2	4.00	6.14	12.28	7.37	1.84	8.49	14.12	-10.13

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



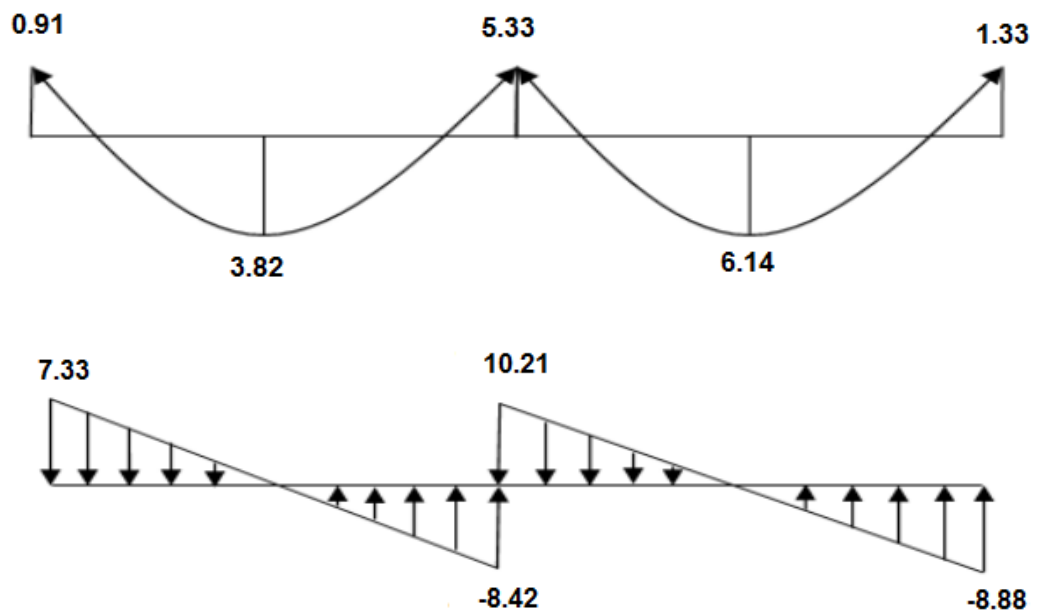
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ ELS :

Tableau IV.14. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 3 (plancher étage courant)

Travée	L (m)	P _u KN/ml	M ₀ KN.m	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	3.30	4.44	6.04	0.91	5.33	3.82	7.33	-8.42
travée 2	4.00	4.44	8.88	5.33	1.33	6.14	10.21	-8.88

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



➤ CALCUL DES ARMATURES :

ELU :

- Armature longitudinale :

❖ En travée :

$$M_t^{\max} = 8.49 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

$$\Rightarrow M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$M_t^{\max} = 8.49 \text{KN.m} < M_0 = 59.072 \text{KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{8490000}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.028 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.036 \\ Z = 177.41 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{7570000}{347.82 \times 177.41} = 1.38 \text{cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_u = 1.38 \text{m}^2$$

❖ En appui :

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

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	Z	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
7.37	0.16	0.392	0.22	164.16	1.29

• Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

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

En travée :

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

En appui :

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

• Pourcentage minimal :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{cm}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\text{min}}, A_{\text{pm}})$:

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$\frac{A_{\text{calculé}}}{(\text{cm}^2)}$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{pm}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.38	1.41	1.3	1.41	3HA10 = 2.36
Appui	1.29	0.22	0.20	1.29	3HA10 = 2.36

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91

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

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

Désignation	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.025	8.49	6.14	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.155	7.37	5.33	1.38	25	0.44	Vérifiée

✚ Vérification et calcul élémentaire :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{14120}{100 \times 180} = 0.78 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\varnothing_t < \min \begin{cases} \varnothing_l = 10\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6\text{mm} \\ \frac{b_o}{10} = \frac{100}{10} = 10\text{mm} \end{cases}$$

Donc : $\varnothing_t = 6\text{ mm}$

$$A_t = \frac{AS}{4} = 0.59\text{cm}^2$$

On adapt : $3\varnothing 6 \Rightarrow A_t = 0.85\text{ cm}^2$.

c) L'espaceur S_t : (BAEL91 A.5.1, 23)

$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

- $S_{t1} \leq \min (0.9 .d; 40\text{ cm}) = \min (0.9 .18; 40\text{ cm}) = (16.20; 40\text{ cm})$
 $\Rightarrow S_{t1} = 16.20\text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_o)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.85 \times 400)}{(0.4 \times 100)} = 85.00\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t2} = 85\text{cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{(0.8.A_t \times f_e)}{b_o(\tau_u - 0.3.f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 85 \times 400)}{100(0.78 - 0.3 \times 2.1)} = 181\text{ cm}$
 $\Rightarrow S_{t3} = 181\text{cm}$

$S_t = \min. (16.20 ; 85 ; 181)$

On prend l'espaceur de nos armatures transversales $S_t = 15\text{ cm}$.

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

$$\frac{2V_u}{b_o \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

On a : $V_u \leq 0.267 \times b_o \times a \times f_{cj}$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0.267 \times 100 \times 162 \times 25 = 108135\text{N}$$

La valeur maximale de $V_u = 14120\text{N}$

$$V_u = 14120\text{ N} \leq 108135\text{ N} \dots\dots\dots(c.v)$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.36\text{ cm}^2 = 236\text{ mm}^2.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{14120}{400} = 40.60 \text{ mm}^2$$

Donc : $A = 236 \text{ mm}^2 \geq 40.60 \text{ mm}^2$ (c.v)

e) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n=55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n=55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6$ (200/200) mm^2

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

Si les conditions suivant sont vérifier n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{oser}} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{oser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C.N.V})$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0019 \leq 0.009 \quad (\text{C.N.V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.N.V})$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$y = 3.92 \text{ cm} ; I = 7344.20 \text{ cm}^4 ; I_0 = 66730.57 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.013 ; \lambda_i = 3.28 ; \lambda_v = 1.31.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau IV.15. Vérification à la flèche de l'étage courant (Type 03).

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.ml)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{fig} (cm ⁴)	f_{ji} (mm)
1.79	2.66	76.49	0.40	23938.05	0.42
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{fvg} (cm ⁴)	f_{gi} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	40214.55	1.08
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.ml)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	f_{pi} (mm)
4.44	6.66	191.52	0.70	31748.97	1.49
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.ml)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{fip} (cm ⁴)	f_{gv} (mm)
3.46	5.19	149.25	0.63	22270.52	1.93

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{1}{500}$$

$$\Delta ft = 1.93 - 0.42 + 1.49 - 1.08 = 1.92 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4800}{500} = 8.00 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :

Tableau IV.16.Résultat de Ferrailage du plancher.

Plancher terrasse					
Type des poutrelles					
Type 01			Type 02		
Travée	Appui		Travée	Appui	
3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}= 2.36\text{cm}^2$		3Ø12 $A_{adp}= 3.39 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}= 2.36\text{cm}^2$	
Plancher étage courant					
Type des poutrelles					
Type 01		Type 02		Type 03	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}= 2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$	3Ø10 $A_{adp}=2.36 \text{ cm}^2$

Ferrailage des poutrelles :

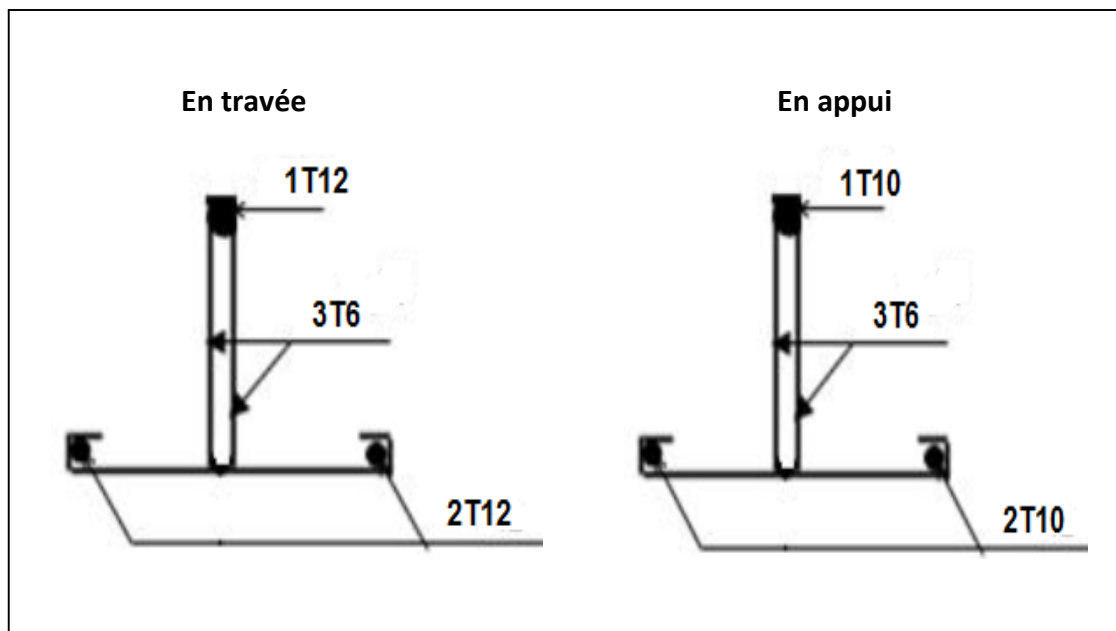


Figure IV.4.Schéma de ferrailage des poutrelles.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.3. L'acrotère :

IV.3.1. Définition :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « M_Q » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire.

IV.3.2. Hypothèses de calcul :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- ✓ RPA99 version 2003 considère l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3) et elle doivent être calculé sous action des forces horizontales comme suit :

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

A ⇒ Coefficient d'accélération en fonction de la groupe d'usage et la zone.

C_p ⇒ facteur de la force horizontale ($C_p=0.8$).

W_p ⇒ Poids de l'acrotère.

S ⇒ Section de l'acrotère.

Dimensionnement :

$$S = (0.5 \cdot 0.1) + (0.07 \cdot 0.22) + \left(\frac{0.03 \times 0.22}{2} \right) = 0.069 \text{m}^2.$$

$$P = 0.6 + 0.5 + 0.07 + 0.22 = 1.39 \text{m}$$

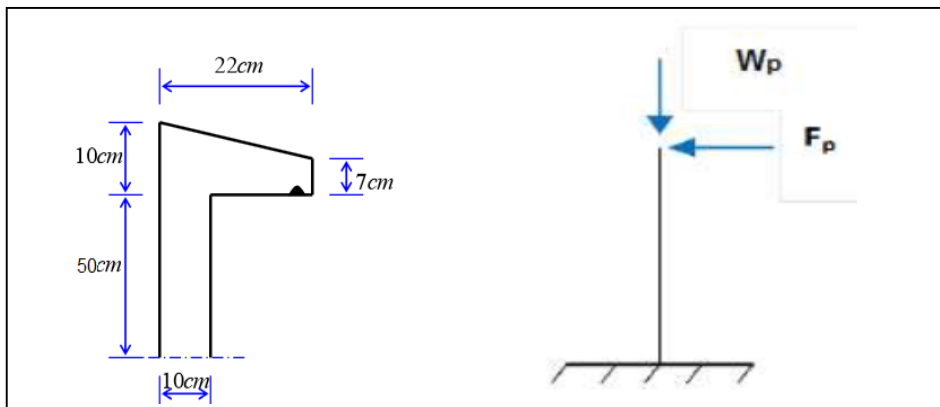


Figure IV.5 : Schéma de l'acrotère.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.3.3. Les charges appliquent sur l'acrotère :

IV.3.3.1. Charge permanent G :

$$G=g_1+g_2$$

$$g_1=(0.069) (2500) =172.5\text{Kg/m}$$

$$g_2=(1.39) (0.02) (1800) =50.04\text{Kg/m}$$

$$G=172.5+50.04 = 222.54\text{Kg/m} \Rightarrow G=2.23\text{KN/ml.}$$

IV.3.3.2. Sur charge :

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

RPA99 version 2003 considère l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3) et elle doivent être calculés sous action des forces horizontales comme suit :

$$\mathbf{F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p}$$

$$A=0.15 \text{ (groupe 2 ; zone IIa)}$$

$$C_p=0.8$$

$$W_p=G=2.23\text{KN.}$$

$$F_p=4 \times 0.8 \times 0.15 \times 2.23 = 1.07\text{KN.}$$

$$F_p=1.07 > Q=1$$

$$F=\max (Q , F_p) =1.07\text{KN.}$$

IV.3.3.3. Les sollicitations :

$$N_u =W_p=2.23\text{KN.}$$

$$M_u=Q.h=1 . (0.6)=0.6\text{KN.m.}$$

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

IV.3.3.4. Combinaison d'action :

➤ ELU :

$$N_u =1.35 N_G=3.01\text{KN.}$$

$$M_u= 1.5(Q.h)=0.9\text{KN.m.}$$

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

➤ ELS :

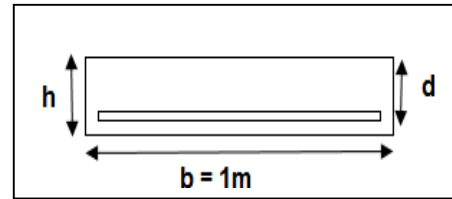
$$N_s = N_G=2.23\text{KN.}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$M_s = (Q \cdot h) = 0.6 \text{ KN.m.}$$

IV.3.4. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangle de $b=100\text{cm}$ et $h=10\text{cm}$, l'enrobage des armatures est 2cm .



1. Armatures longitudinales :

ELU :

Selon article de CBA93 en adopte une excentricité total de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre liés a la déformation de la structure.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrique initiales.

Calcul de l'excentricité de la résultante :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.01} = 0.3\text{m.}$$

Si: $e_1 > h/6 \Rightarrow 0.3 > 0.1/6 = 0.017 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyon central donc la section est partiellement comprimée. Le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple.

Calcul de l'excentricité de second ordre :

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi)$$

Lorsque la section est sollicitée en flexion avec compression, doit être vérifier vis-à-vis de l'état limite ultime de la stabilité de forme.

$\varphi = 2 C'$ est le rapport de la déformation final due à la fluage.

$\lambda = Lf / i$	$Lf = 2L$	$i = \sqrt{I/B}$	$I = bh^3/12$	$B = bh$
41.67	1.2m	0.028m^3	0.000083m^4	0.1m^2

Si : $\lambda < 50 \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow \alpha$: le rapport du moment du premier ordre du a la charge permanent, au moment total de premier le coefficient est compris entre 0 et 1.

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_G = \frac{qL^2}{2} = 0.40 \text{KN.m/ml} \\ M_Q = \frac{ql^2}{2} = 0.18 \text{KN.m/ml} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0.69$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0.69 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.015 \text{m.}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max(2 \text{cm} ; \frac{1}{250})$$

$$e_a = \max(2 \text{cm} ; \frac{60}{250}) \Rightarrow e_a = 0.02 \text{m.}$$

$$\text{Donc : } e = 0.3 + 0.015 + 0.02$$

$$\Rightarrow e = 0.34 \text{m.}$$

Sollicitation majoration :

$$Nu^* = N_U \cdot \gamma_F$$

$$Mu^* = Nu^* \cdot e$$

▪ **Calcul du coefficient de majorité γ_F :**

$$\gamma_f = \min(1 + 0.5 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \frac{h}{e_1} ; 1.4)$$

$$\Rightarrow \gamma_f = 1.07$$

$$\text{Donc : } Nu^* = 3.22 \text{KN.}$$

$$Mu^* = 1.09 \text{KN.m}$$

Evaluation des moments au niveau des armatures tendue :

$$Mu^* = M^* + Nu^* \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\Rightarrow Mu^* = 1.19 \text{KN.m}$$

1^{er} étape fictive :

μ_{bc}	A	Z(cm)	$Au_1(\text{cm}^2/\text{ml})$
0.013	0.016	7.949	0.43

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

2^{ème} étape : Retour à la section réelle :

$$Au = A_{U1} - \frac{Nu^*}{\sigma_s}$$
$$= 0.4310^2 - \frac{3.22 \cdot 10^3}{347.82} \Rightarrow Au = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_{Ser} = N_G = 2.22 \text{ KN/ml} \\ M_{Ser} = Q \cdot h = 0.6 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Calcul de « e » :

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.22} = 0.27\text{m.}$$

Si: $e_1 > h/6 \Rightarrow 0.27 > 0.1/6 = 0.017 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Donc : la section partiellement comprimée fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{Ser/A} = M_{Ser} + N_{Ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$
$$= 0.6 + 2.22 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{Ser/A} = 0.67 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment limite de service :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \delta_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \delta_{bc}}{15 \delta_{bc} + \delta_s}$$

Avec : δ_s : la contrainte d'acier (fissuration est préjudiciable).

$$\delta_s = \min \left(\frac{2}{3} Fe; 150n \right) ; n=1.6$$

δ_{bc} : la contrainte du béton est donnée à ELS par :

$$\delta_{bc} = 0.6 F_{C28}$$

Donc :

δ_{bc}	δ_s	α_r	μ_r	M_1
15MPa	240MPa	0.48	0.201	$1.93 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\text{Si : } M_{\text{Ser}} < M_1$$

El n ya pas des armatures comprimée ($A' = 0$).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) \Rightarrow Z = 67.2 \text{ mm.}$$

$$A_S = \frac{M_{\text{Ser}}}{Z \delta_S} \Rightarrow A_S = 0.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{Ser}} = A_S - \frac{N_{\text{Ser}}}{\delta_S} \Rightarrow A_{\text{Ser}} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

Vérification de contraint de non fragilité :

$$A_S = \max(A_{\text{Ser}}, A_{\text{min}}, A_S)$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0.96 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$A_{\text{Ser}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_S \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{max}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.33	0.96	0.34	0.96	4T8 = 2.01

Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = 2.01/4 \Rightarrow A_r = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on adopte } \mathbf{3T6} \Rightarrow A_{\text{adp}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$= \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \geq \tau_u = 0.02 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

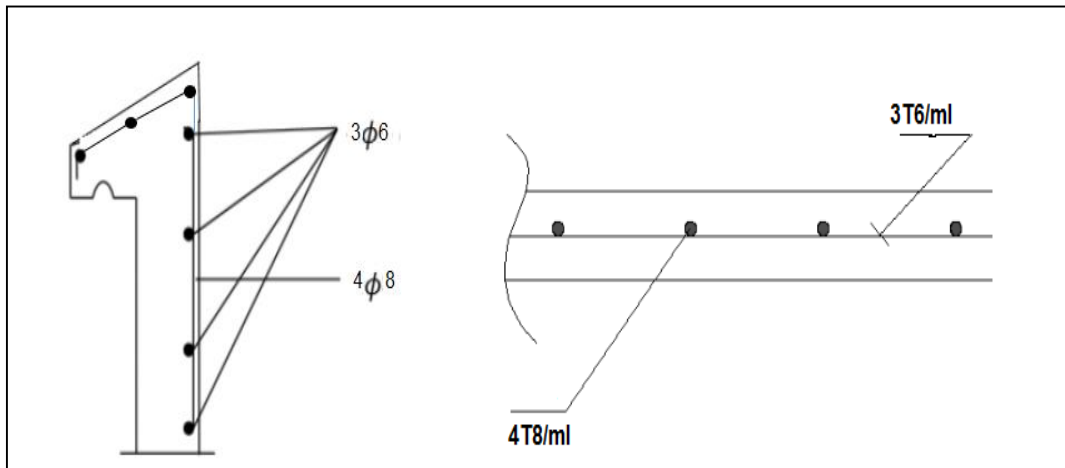


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.4. balcon :

IV.4.1. Définition :

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

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

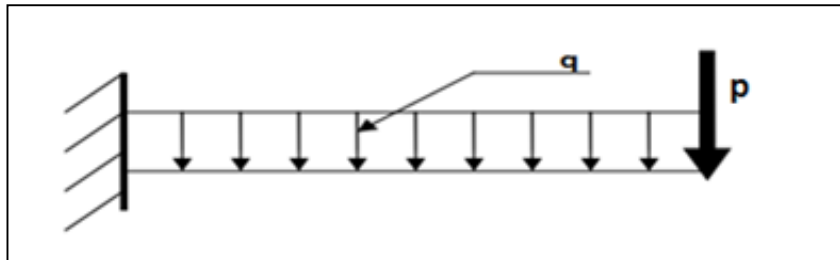


Figure IV.7 : Schéma statique du balcon

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre $G=4.80\text{KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation $Q=3.5\text{ KN/m}^2$
- La charge des murs (force concentrée) $P=1.46\text{KN}$.

IV.4.2. Combinaison des charges :

➤ **ELU :**

$$\begin{aligned}q_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 1.35(4.80) + 1.5(3.50) \Rightarrow q_u = 11.73\text{KN/ml}\end{aligned}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$P_u = 1.35P$$

$$= 1.35(1.46) \Rightarrow P_u = 1.97\text{KN.}$$

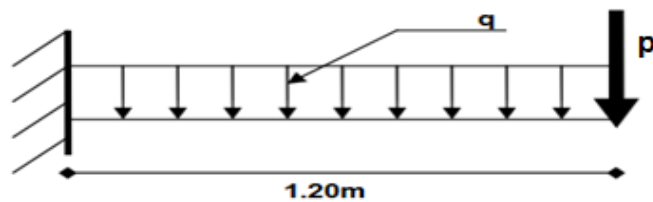
➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.30\text{KN/ml.}$$

$$p_s = p = 1.46\text{KN/ml.}$$

IV.4.3.Calcul Le Ferrailage :

Type 01 :



-Les moments et l'effort tranchant :

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l \Rightarrow M_u = 10.81\text{KN.m.}$$

$$T_u = q_u l + P_u \Rightarrow T_u = 16.05\text{KN.m}$$

➤ **ELS :**

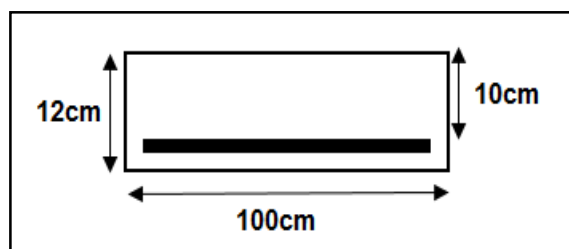
$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l \Rightarrow M_s = 7.73\text{K.m.}$$

$$T_s = q_s l + P_s \Rightarrow T_s = 11.42\text{KN.m.}$$

-Calcul des armatures longitudinal :

$$M_u = 10.81\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \\ A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{bc}} \end{cases}$$



μ_u	μ	α	z (cm)	A_s (cm ²)
0.076	0.392	0.099	964	3.24

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

- **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$
$$= 0.23(100)(1000) \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.21\text{cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A'_{\min} = 0.001bh \Rightarrow A'_{\min} = 1.2\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max(A_S; A_{\min}; A'_{\min})$$
$$= \max(3.24; 1.21; 1.20) \Rightarrow A_S = 3.24\text{cm}^2$$

On adopte : **4T12** $\Rightarrow A_{\text{adp}} = 4.52\text{cm}^2$

-Calcul les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_S}{4} \Rightarrow A_r = 1.13\text{cm}^2$$

On adopte : **4T8** $\Rightarrow A_{\text{adp}} = 2.01\text{cm}^2$

-L'espace des armatures :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$
$$S_t \leq \min(36; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}.$$

-Contrainte de cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$
$$= \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$
$$= \frac{16.05 \cdot 10^3}{1000 \times 100} \Rightarrow \tau_u = 0.161\text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \geq \tau_u = 0.161\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

-Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression de béton :**

$$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$=0.6(25) \Rightarrow \overline{\delta_{bc}} = 15MPa$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I}$$

❖ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$yb^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

Donc la solution est :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$
$$= \frac{15 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 10}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.066 \text{ cm.}$$

❖ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 4220.56 \text{ cm}^4.$$

❖ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I}$$
$$= \frac{7.73 \times 10^6}{4220.45 \times 10^4} \times 30.66 \Rightarrow \delta_{bc} = 5.62 \text{ MPa.}$$

Donc : $\delta_{bc} = 5.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

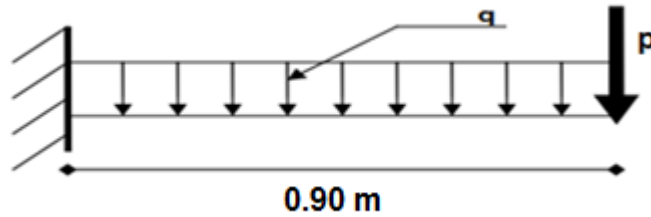
• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \Rightarrow 1.0 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e} & \Rightarrow 0.0045 < 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Type 02 :



-Les moments et l'effort tranchant :

➤ ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l \quad \Rightarrow M_u = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l + P_u \quad \Rightarrow T_u = 12.53 \text{ KN}$$

➤ ELS :

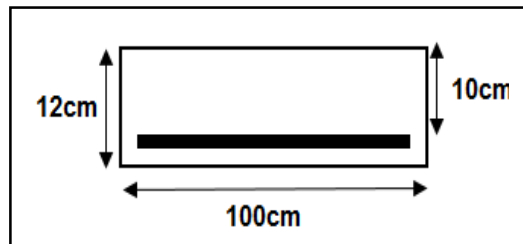
$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l \quad \Rightarrow M_s = 4.67 \text{ K.m}$$

$$T_s = q_s l + P_s \quad \Rightarrow T_s = 8.93 \text{ KN}$$

-Calcul des armatures longitudinal :

$$M_u = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \\ \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \\ Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \\ A_s = \frac{M_u}{Z \delta_{bc}} \end{cases}$$



μ_u	μ_l	α	z (cm)	A_s (cm ²)
0.046	0.392	0.059	97.64	1.92

• Condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23(100)(1000) \frac{2.1}{400} \quad \Rightarrow A_{min} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

- **Pourcentage minimal :**

$$A'_{min} = 0.001bh \quad \Rightarrow \quad A'_{min} = 1.2cm^2$$

Donc :

$$\begin{aligned} A_S &= \max(A_S; A_{min}; A'_{min}) \\ &= \max(1.92; 1.21; 1.20) \quad \Rightarrow \quad A_S = 1.92cm^2 \end{aligned}$$

On adopte : 2T12 $\Rightarrow A_{adp} = 2.26cm^2$

-Calcul les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_S}{4} \quad \Rightarrow \quad A_r = 0.57cm^2$$

On adopte : 2T8 $\Rightarrow A_{adp} = 1.01cm^2$

-L'espace des armatures :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min(3h; 33cm) \\ S_t &\leq \min(36; 33cm) \quad \Rightarrow \quad S_t = 25cm. \end{aligned}$$

-Contrainte de cisaillement:

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

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \\ &= \min(2.5MPa; 4MPa) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2.5MPa \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{bd} \\ &= \frac{12.53 \cdot 10^3}{1000 \times 100} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.13MPa \end{aligned}$$

Donc : $\bar{\tau}_u = 2.5MPa \geq \tau_u = 0.13MPa \dots\dots\dots CV$

-Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression de béton :**

$$\begin{aligned} \delta_{bc} &\leq \bar{\delta}_{bc} \\ \bar{\delta}_{bc} &= 0.6f_{c28} \\ &= 0.6(25) \quad \Rightarrow \quad \bar{\delta}_{bc} = 15MPa \end{aligned}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

❖ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$yb^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

Donc la solution est :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15 \times 2.26}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 10}{7.5 \times 2.26}} - 1 \right] \Rightarrow y = 2.11 \text{ cm.}$$

❖ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 2423.48 \text{ cm}^4.$$

❖ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

$$= \frac{4.67 \times 10^6}{2423.48 \times 10^4} \times 21.1 \Rightarrow \delta_{bc} = 4.07 \text{ MPa.}$$

Donc : $\delta_{bc} = 4.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.33 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow 0.0023 < 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

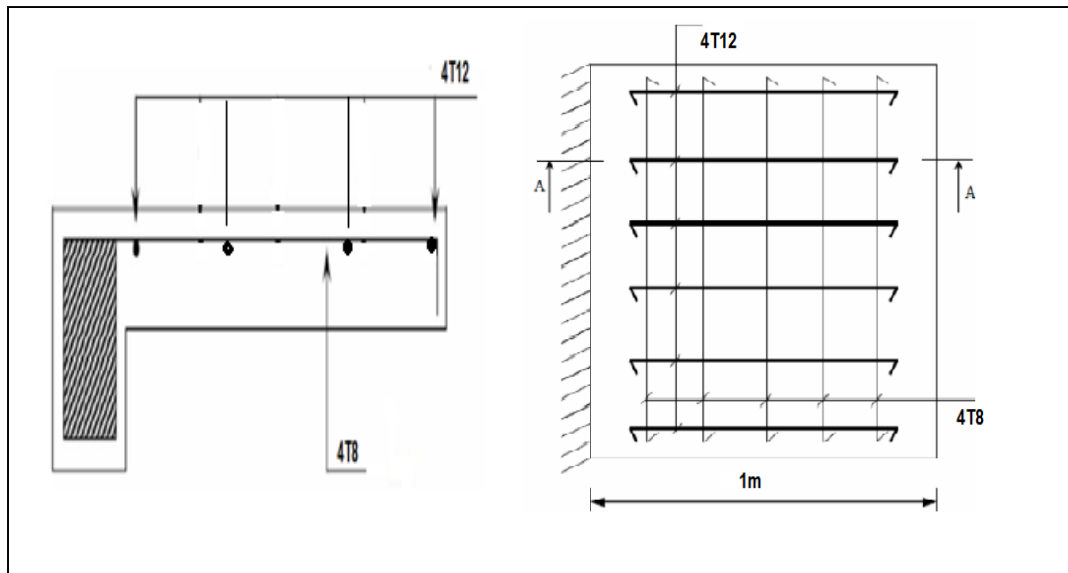


Figure IV.8 : Schéma de ferrailage de balcon

IV.5 : Escalier :

IV.5.1. Définition :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité.

IV.5.2. Hypothèses de calcul :

- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

IV.5.3. Combinaison d'action :

Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur deux appuis, assimilés à une poutre isostatique soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre descente de charge.

Palliasse :

$$\begin{cases} G_{\text{palliasse}} = 7.11\text{KN/m}^2 \\ Q_{\text{palliasse}} = 2.50\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Palier :

$$\begin{cases} G_{\text{palier}} = 5.60\text{KN/m}^2 \\ Q_{\text{palier}} = 2.50\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

➤ ELU :

❖ Pallasse :

$$\begin{aligned} P_U &= (1.35G_{pall} + 1.5Q_{pall}) \times L \\ &= (1.35 \times 7.11 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \Rightarrow P_U = 13.35 \text{KN/ml.} \end{aligned}$$

❖ Palier :

$$\begin{aligned} P_U &= (1.35G_{palier} + 1.5Q_{palier}) \times L \\ &= (1.35 \times 5.60 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \Rightarrow P_U = 11.31 \text{KN/ml.} \end{aligned}$$

➤ ELS :

❖ Pallasse :

$$\begin{aligned} P_S &= (G_{pall} + Q_{pall}) \times L \\ &= (7.11 + 2.5) \times 1 \Rightarrow P_S = 9.61 \text{KN/ml.} \end{aligned}$$

❖ Palier :

$$\begin{aligned} P_S &= (G_{palier} + Q_{palier}) \times L \\ &= (5.60 + 2.5) \times 1 \Rightarrow P_S = 8.10 \text{KN/ml.} \end{aligned}$$

Tableau IV.1 : Combinaison de charge des escaliers.

Désignation	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	13.35	11.31
ELS	9.61	8.10

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.5.4. Ferrailage de l'escalier :

✓ Type 01 :

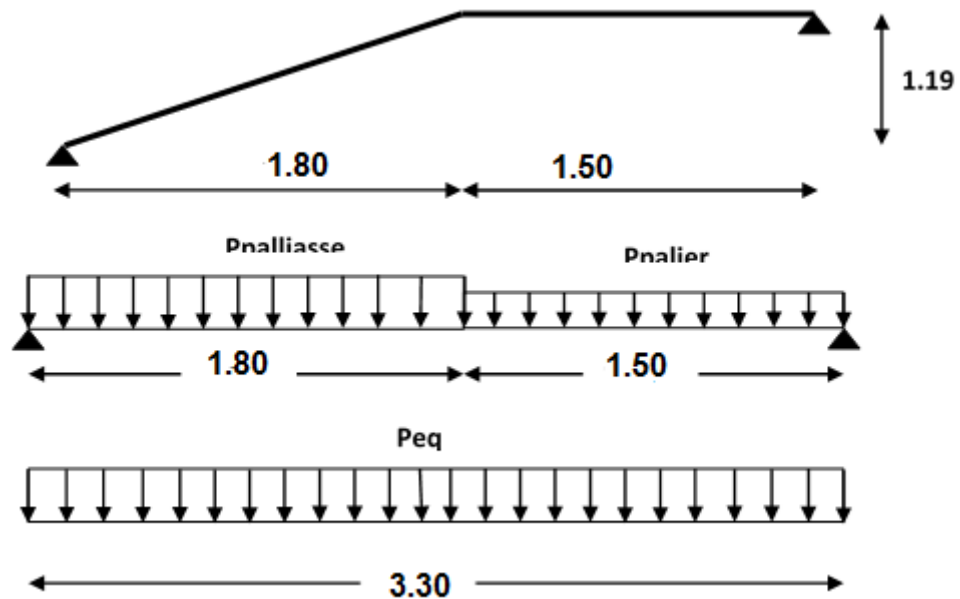


Figure IV.9 : Schéma statique d'escalier type 01.

Détermination de sollicitation :

✚ La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_{nallss} \cdot L_1 + P_{nallier} \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

✚ Le moment isostatique :

$$M_o = \frac{P_{eq} \cdot l^2}{8}$$

✚ L'effort tranchant :

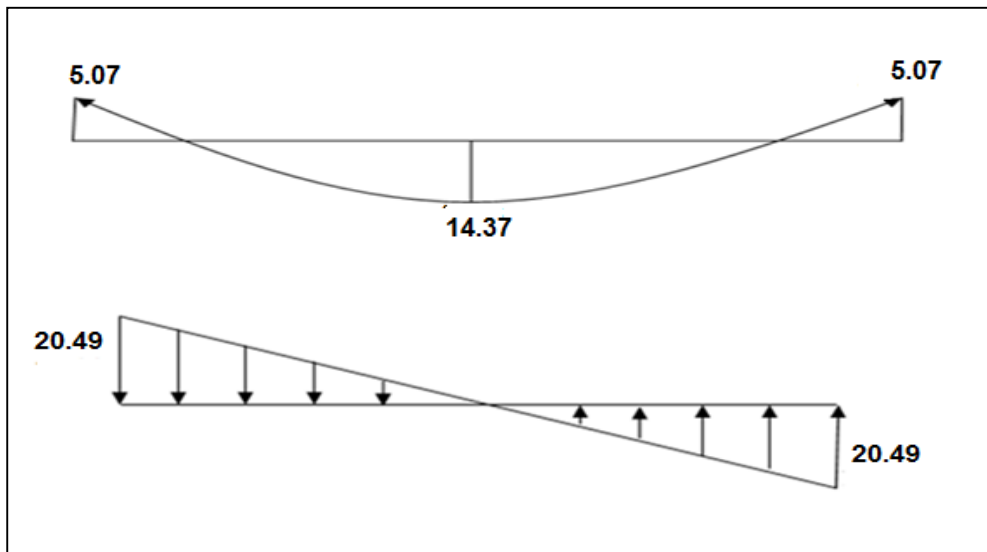
$$T_u = \frac{P_{eq} \cdot l}{2}$$

Designation	P_{eq} (N/ml)	M_o (KN.m)	$M^a = 0.3 M_o$	$M^t = 0.85 M_o$	T_u (KN)
ELU	12.42	16.91	5.07	14.37	20.49
ELS	8.92	12.14	3.64	10.32	14.72

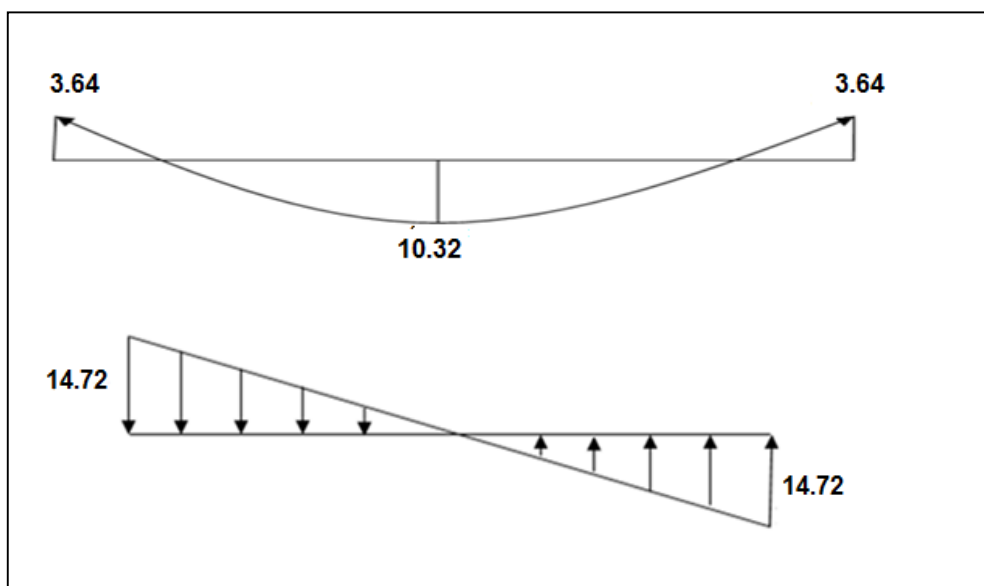
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ ELU :

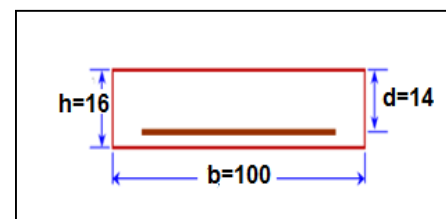


➤ ELS :



Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à Section rectangulaire travaillant à la flexion Simple, le calcul des armatures se fait sur une Bande de 1m de largeur.



Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Armatures longitudinales :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 347.82 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ Mpa} \quad , \quad \mu_l = 0.392$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad , \quad d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm. (C: l'enrobage).}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

Designation	M _U (KN.m)	μ	α _u	Z(mm)	A ^{cal} (cm ²)
Travée	14.37	0,052	0.067	136.25	3.03
Appuis	5.07	0,018	0.023	138.71	1.05

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{pmin} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{pmin} \geq 0.001 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{min} \geq 1.60 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A_u, A_{min}, A_{pmin})

Tableau récapitulatif des résultats :

Designation	A _u (cm ²)	A _{pmin} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1.05	1.6	1.69	1.69	3T10 = 2,36
Travée	3.03	1.6	1.69	3.03	3T14 = 4,62

❖ Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Désignation	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.16	3T10 =2.36
Appuis	0.59	3T8 =1.51

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ Espacement entre les armatures :(BAEL91 A.8.2, 42)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.49 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes maximales du béton comprimée :

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

Designation	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	conditi on
En travée	0,047	14.37	10.32	1,39	25	0,45	CV
Sur appuis	0,016	5.07	3.64	1,39	25	0,45 0	CV

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1)} : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow Mt = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{16}{330} = 0.048 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.N.V) \\ \text{2)} : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{100 \times 14} = 0.0033 \leq 0.01 \quad (C.N.V) \\ \text{3)} : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{330} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.N.V) \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (2) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) : Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur

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

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

❖ position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 (4.62)(14 - y)$$

$$\Rightarrow 50 y^2 + 69.3y - 970.2 = 0$$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 3.77 \text{ cm}$

❖ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \cdot (3.77)^3}{12} + 15 (4.62)(14 - 3.77)^2$$

$$\Rightarrow I = 7698.97 \text{ cm}^4$$

❖ Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o d} \Rightarrow \rho = \frac{4.62}{100 \times 14} = 0.0033$$

$$b = b_o \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(5 \times 0.0033)} = 6.36$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} 6.36 \Rightarrow \lambda_v = 2.54$$

❖ Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

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

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

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

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

$$g_{eq} = \frac{(G_1 \times L_1) + (G_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(7110 \times 1.80) + (5600 \times 1.50)}{1.80 + 1.50}$$

$$\Rightarrow g_{eq} = 6423.64 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(J_1 \times L_1) + (J_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} \Rightarrow J_{eq} = \frac{(5870 \times 1.80) + (4000 \times 1.50)}{1.80 + 1.50}$$

$$\Rightarrow J_{eq} = 5020 \text{ N/ml}$$

$$P_{eq} = g_{eq} + Q \Rightarrow 5020 + 2500$$

$$\Rightarrow P_{eq} = 7520 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_g = \frac{6423.64 \times (3.30)^2}{8} = 8744.18 \text{ N. ml}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_j = \frac{5020 \times (3.30)^2}{8} = 6833.47 \text{ N. ml}$$

$$M_p = \frac{P_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_p = \frac{7520 \times (3.30)^2}{8} = 10236.60 \text{ N. ml}$$

❖ Calcul des contraintes :

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15M \frac{(d - y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15M_g \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(8744.18) \frac{(14 - 3.77)}{7698.97} = 174.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 15M_j \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(6833.47) \frac{(14 - 3.77)}{7698.97} = 136.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 15M_p \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(10236.6) \frac{(14 - 3.77)}{7698.97} = 204.03 \text{ MPa}$$

❖ Déformation de longue durée :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_g + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0033 \times 174.28) + 2.1} = 0.16$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_p + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0033 \times 204.03) + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_g + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0033 \times 136.20) + 2.1} = 0.057$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 (7698.97)}{1 + (6.36 \times 0.16)} = 4197.50 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$I_{gv} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_v \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 (7698.97)}{1 + (2.54 \times 0.16)} = 6021.66 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 (7698.97)}{1 + (6.36 \times 0.057)} = 8172.60 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_p} \Rightarrow I = \frac{1.1 (7698.97)}{1 + (6.36 \times 0.23)} = 3438.71 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des flèches :

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$f = \frac{M l^2}{10 E I}$$

On a : $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10721.40 \text{ MPa}$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_{vj} I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8744.18(3.30)^2 \times 10^4}{10 \times 10721.40 \times 6021.66} = 1.47 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_{ij} I_{gi}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8744.18(3.30)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 4197.50} = 0.70 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_{ij} I_j} \Rightarrow f_{ji} = \frac{6833.47(3.30)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 8172.60} = 0.28 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_{ij} I_p} \Rightarrow f_{pi} = \frac{10236.60(3.30)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 3438.71} = 1.00 \text{ mm}$$

Donc le total est :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.47 - 0.28 + 1.00 - 0.70 = 1.49 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

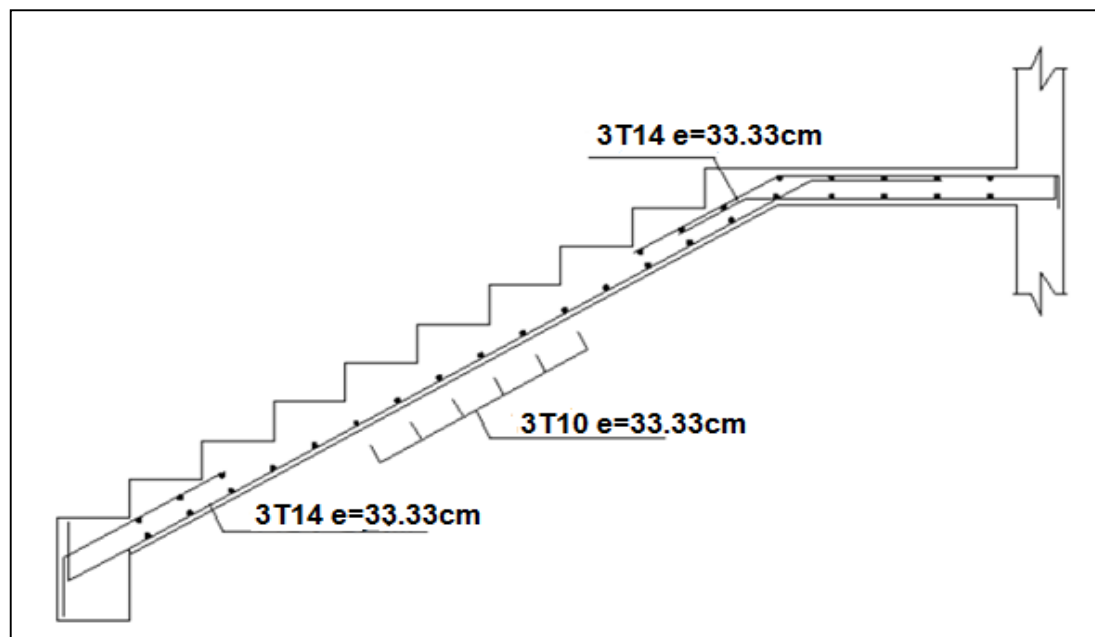


Figure IV. 10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

✓ Type 02 :

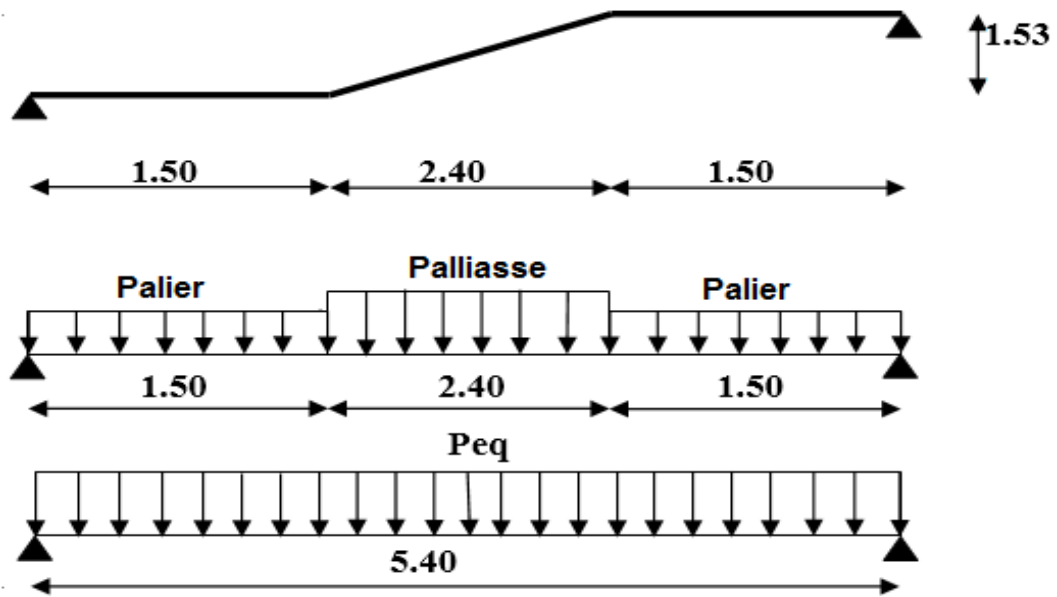


Figure IV.11 : Schéma statique d'escalier type 02.

Détermination de sollicitation :

✚ La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_{palier} \cdot L_1 + P_{pallss} \cdot L_2 + P_{palier} \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

✚ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_{eq} \cdot l^2}{8}$$

✚ L'effort tranchant :

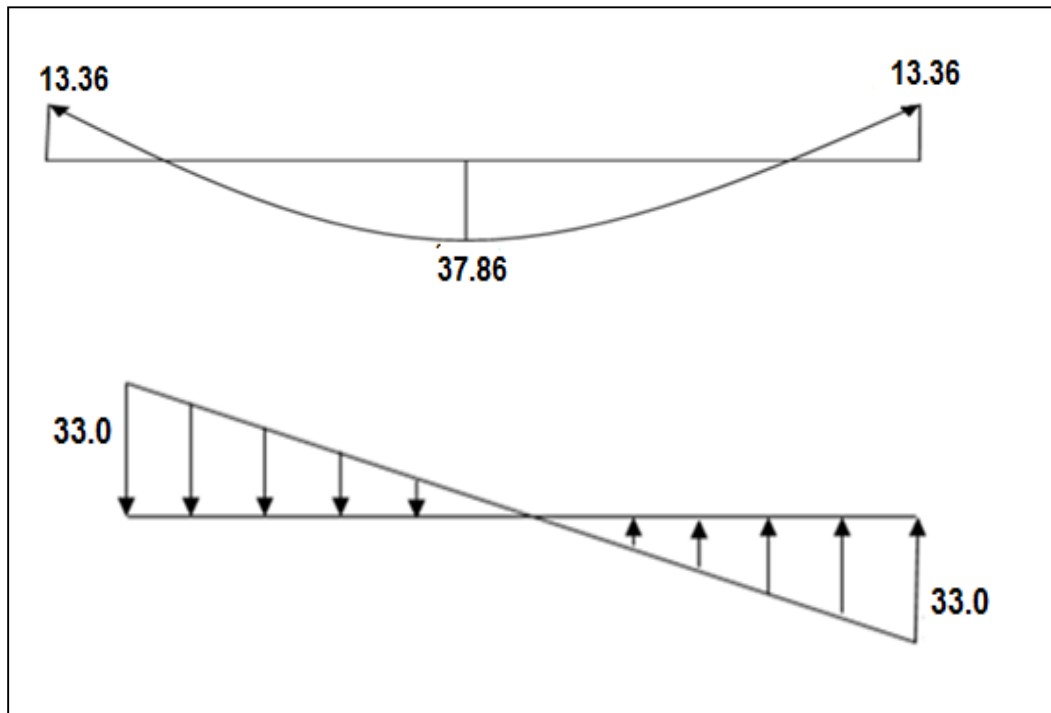
$$T_u = \frac{P_{eq} \cdot l}{2}$$

Designation	P_{eq} (N/ml)	M_0 (KN.m)	$M^a = 0.3 M_0$	$M^t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
ELU	12.22	44.54	13.36	37.86	33
ELS	8.77	31.97	9.59	27.17	23.68

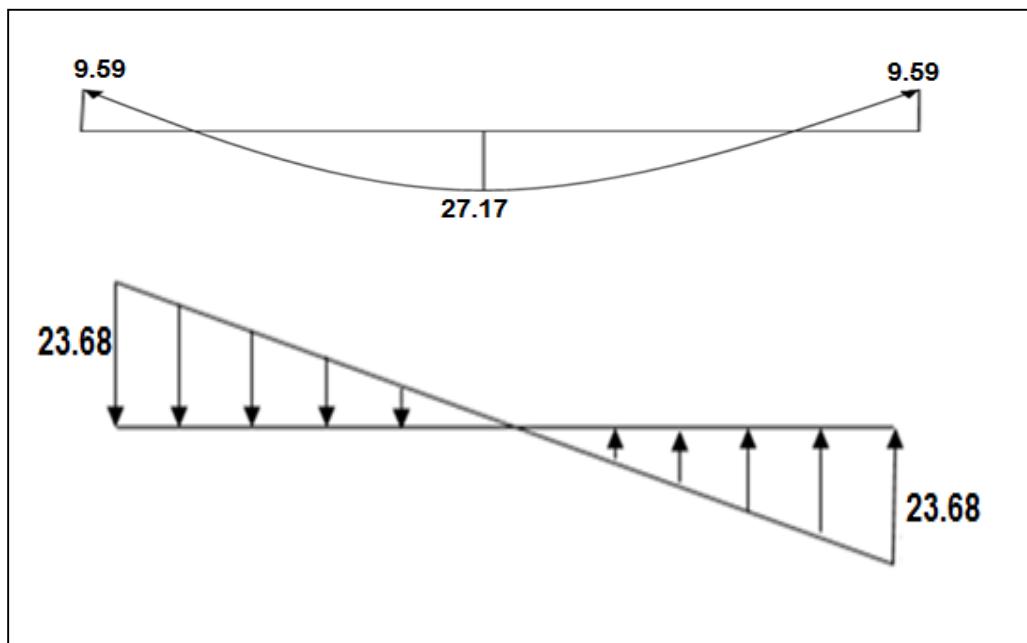
Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS



Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Designation	M_U (KN.m)	μ	α_u	Z(mm)	A^{cal} (cm ²)
Travée	37.86	0.136	0.18	129.69	8.39
Appuis	13.36	0,048	0.062	136.53	2.81

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{pmin} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{pmin} \geq 0.001 \times 100 \times 16 \Rightarrow A_{min} \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{min}, A_{pmin})$

Tableau récapitulatif des résultats :

Designation	A_u (cm ²)	A_{Pmin} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	2.81	1.60	1,69	2.81	4T10 = 3.14
Travée	8.41	1.60	1,69	8.41	6T14 =9.24

❖ Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Désignation	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	2.31	4T10= 3.14
Appuis	0.78	3T8=1.51

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ Espacement entre les armatures :(BAEL91 A.8.2 , 42)

Armatures longitudinales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } St = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armatures transversales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.0 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ CV

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes maximales du béton comprimée :

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

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.13	37.86	27.17	1,39	25	0,445	V
Sur appuis	0.044	13.36	9.59	1,39	25	0,445	V

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{16}{540} = 0.029 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C. NV}) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 14} = 0.066 \leq 0.0105 \quad (\text{C. N.V}) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{540} = 0.029 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (2) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) : Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur

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

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

❖ position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 (9.24)(14 - y)$$

$$\Rightarrow 50 y^2 + 138.6y - 1940.4 = 0$$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 5.00\text{cm}$

❖ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \cdot (5.00)^3}{12} + 15 (9.24)(14 - 5.00)^2$$

$$\Rightarrow I = 12268.27 \text{ cm}^4$$

❖ Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o x d} \Rightarrow \rho = \frac{9.24}{100 \times 14} = 0.0066$$

$$b = b_o \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(5 \times 0.0066)} = 3.18$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} 3.18 \Rightarrow \lambda_v = 1.27$$

❖ Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

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

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

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

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

$$g_{eq} = \frac{(G_1 \times L_1) + (L_2 + L_3)G_2}{L_1 + L_2} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(7110 \times 2.4) + (1.50 + 1.50)5600}{1.50 + 2.4 + 1.50}$$

$$\Rightarrow g_{eq} = 6271.11 \text{KN/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(J_1 \times L_1) + (L_2 \times L_3)J_2}{L_1 + L_2} \Rightarrow J_{eq} = \frac{(5870 \times 2.4) + (1.50 + 1.50)4000}{2.4 + 1.5 + 1.5}$$

$$\Rightarrow J_{eq} = 4831.11 \text{KN/ml}$$

$$P_{eq} = g_{eq} + Q \Rightarrow = 6271.11 + 2500$$

$$\Rightarrow P_{eq} = 8771.11 \text{KN/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_g = \frac{6271.11 \times (5.40)^2}{8} = 22858.20 \text{N.m}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_j = \frac{4831.11 \times (5.40)^2}{8} = 17609.40 \text{N.m}$$

$$M_p = \frac{P_{eq} l^2}{8} \Rightarrow M_p = \frac{8771.11 \times (5.40)^2}{8} = 31970.70 \text{N.m}$$

❖ Calcul la contrainte :

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15M \frac{(d - y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15M_g \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(22858.20) \frac{(14 - 5.00)}{12268.27} = 251.53 \text{MPa}$$

$$\sigma_j = 15M_j \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(17609.40) \frac{(14 - 5.00)}{12268.27} = 193.77 \text{MPa}$$

$$\sigma_p = 15M_p \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(31970.70) \frac{(14 - 5.00)}{12268.27} = 351.80 \text{MPa}$$

❖ Déformation de longue durée :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_g + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0066 \times 251.53) + 2.1} = 0.58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0066 \times 351.80) + 2.1} = 0.68$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_j + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0066 \times 193.77) + 2.1} = 0.49$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1(12268.27)}{1 + (3.18 \times 0.58)} = 4744.44 \text{cm}^4$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

$$I_{gv} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_v \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 (12268.27)}{1 + (1.27 \times 0.58)} = 7770.98 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 (12268.27)}{1 + (3.18 \times 0.49)} = 5275.23 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu_p} \Rightarrow I = \frac{1.1(12268.27)}{1 + (3.18 \times 0.68)} = 4267.36 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des flèches :

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$f = \frac{M l^2}{10 E I}$$

On a : $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10721.40 \text{ MPa}$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_{vj} I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{22858.20(5.40)^2 \times 10^4}{10 \times 10721.40 \times 7770.98} = 8.00 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_{ij} I_{gi}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{22858.20(5.40)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 4744.44} = 4.37 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_{ij} I_j} \Rightarrow f_{ji} = \frac{17609.40 (5.40)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 5275.23} = 3.03 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_{ij} I_p} \Rightarrow f_{pi} = \frac{31970.70(5.40)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 4267.36} = 6.79 \text{ mm}$$

Donc le total est :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = 8.00 - 3.03 + 6.79 - 4.37 = 7.39 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{5400}{500} = 10.80 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

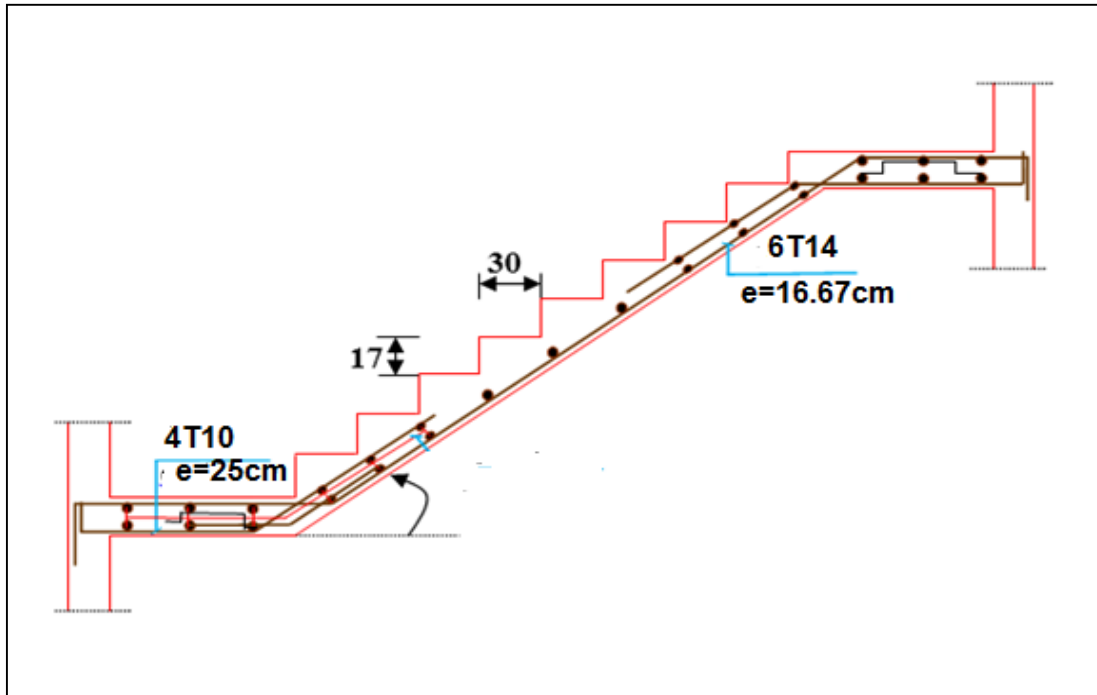


Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 02.

IV.5.5. Ferrailage de la Poutre palier :

1. Définition :

La poutre palier est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Sa portée est de 2.95m, et sa section est de $(30*35\text{ cm}^2)$.

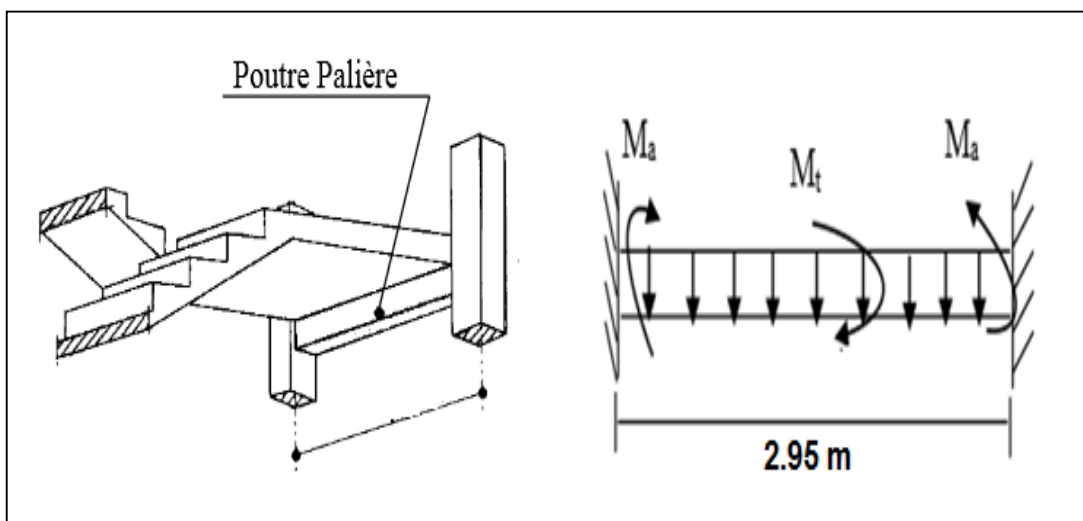


Figure IV.13 : Schéma de poutre palier.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

2. Les Sollicitations :

- Poids propres de poutre : $0.35 * 0.30 * 25 = 2.625$ KN/ml.
- Poids du mur : $2.99 \times \left(\frac{3.06-0.35}{2}\right) = 4.052$ KN/ml.
- Réaction du palier sur la poutre : $T_u = 33.0$ KN.
 $T_s = 23.68$ KN.

3. Combinaison des charges :

- **ELU:** $q_u = 1.35(2.625 + 4.052) + 33.0 = 42.01$ KN/ml.
- **ELS :** $q_s = 2.625 + 4.052 + 23.68 = 30.36$ KN/ml.

4. Calcul des moments et l'effort tranchant :

ELU :

$$Mu_t = \frac{q_u L^2}{24} = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$Mu_a = -\frac{q_u L^2}{12} = -30.46 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \left(\frac{q_u L}{2}\right) = 61.96 \text{ KN.}$$

ELS :

$$Ms_t = \frac{q_s L^2}{24} = 11.01 \text{ KN.m}$$

$$Ms_a = -\frac{q_s L^2}{12} = -22.02 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \left(\frac{q_s L}{2}\right) = 44.78 \text{ KN}$$

5. Calcul de ferrailage :

5.1. Ferrailage de poutre palier à la flexion simple :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

$$b = 30\text{cm}; h = 35\text{cm}; d = 33\text{cm}; \delta_s = 347.82 \text{ MPa}; \delta_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

	M_u (KN.m)	μ	α	Z(mm)	A_{cal} (cm ²)
Travée	15.23	0.03	0.04	324.48	1.35
Appuis	30.46	0.06	0.08	318.76	2.74

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 1.25 > 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A^a = 2.54 > 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{61.96 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.15}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MP}$$

Donc : $\tau_u = 0.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 0.29.$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui.

5.2. Calcul de la poutre palier à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palier est transmis par la volée c'est le moment d'appui de l'escalier :

$$M^{\text{torsion}} = M^a = 13.36 \text{ KN.m}$$

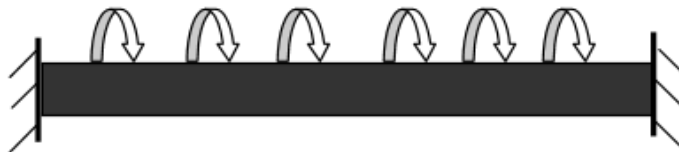


Figure IV.14 : Schéma statique de la poutre palier à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : Périmètre de la section.

Ω : aire du contour tracer à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi.

A_l : Section d'acier.

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 750 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{T_u} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{1100 \times 13.36 \times 10^6 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 2.82 \text{ cm}^2.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Section d'armature finale :

- **En travée :**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.35 + \frac{2.82}{2} \Rightarrow A^t = 2.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14 $\Rightarrow A^t = 4.62 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.74 + \frac{2.82}{2} \Rightarrow A^a = 4.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14 $\Rightarrow A^a = 4.62 \text{ cm}^2$

6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

On a $V_{max} = 61.69 \text{ kN}$; $\tau_{flexion} = 0.62 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.36 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.78 \text{ MPa}$$

Donc ; $\tau_u = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

7. Calcul des armatures transversales à la torsion :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm sur appuis.

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

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.36 \times 10^6 \times 150 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.38 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 1.35 + 0.38 = 1.73 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $3\emptyset 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

8. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

- ❖ **Position de l'axe neutre :**

$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$; $d = 33 \text{ cm}$.

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow Y = 10.25 \text{ cm.}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

❖ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \quad \Rightarrow I = 46635.98 \text{ cm}^4.$$

❖ Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

✓ En travée :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$
$$= \frac{11.01 \times 10^6}{46635.98 \times 10^4} \cdot 102.5 \quad \Rightarrow \delta_{bc} = 2.42 \text{ MPa}.$$

Donc : $\delta_{bc} = 2.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ CV

✓ En appui :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$
$$= \frac{22.02 \times 10^6}{46635.98 \times 10^4} \cdot 102.5 \quad \Rightarrow \delta_{bc} = 4.84 \text{ MPa}.$$

Donc : $\delta_{bc} = 4.84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ CV

9. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.119 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow 0.0047 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.119 > 0.033 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

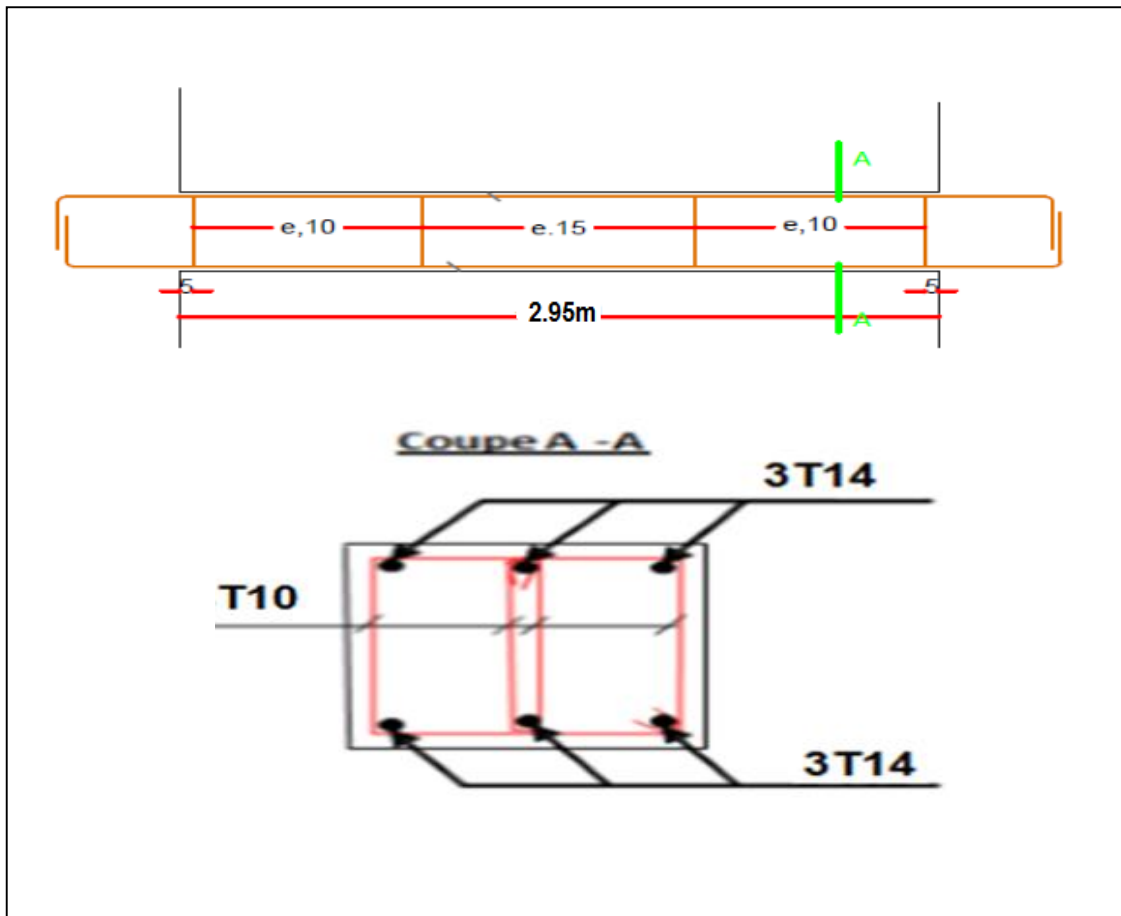


Figure IV.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.

IV.6.Conclusion :

Après avoir ferrailage des éléments secondaires (planchers, acrotère, escaliers et Balcon) on passe au chapitre suivant pour l'étude sismique.

Chapitre V

Etude sismique

Chapitre v : Etude sismique

V.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude de comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le **ROBOT**.

V.2. Présentation du logiciel ROBOT :

Le logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. - Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM)-Neige et vent, combinaisons automatique -Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium...

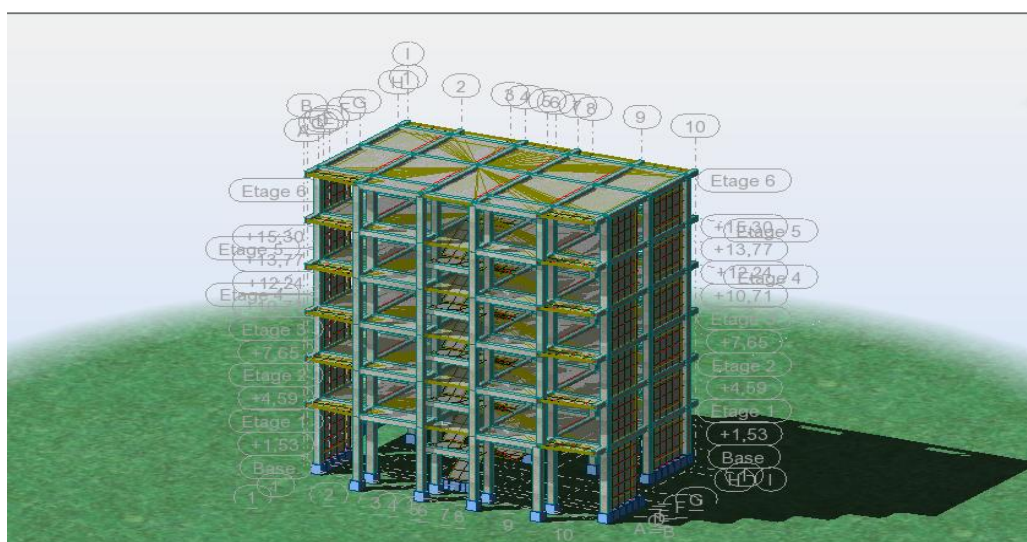


Figure V.1. Modèle en 3D

Chapitre v : Etude sismique

V.3.Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

V.3.1. méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode :

C'est une méthode simple qui traite seulement du 1^{er} mode de vibration et elle néglige les autres modes. Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictif.

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

❖ Conditions d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** : Tous les groupes.
 - **Zone II** :
 - Groupe d'usage 3.
 - Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - **Zone III** :
 - Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Chapitre v : Etude sismique

V.3.2. méthode dynamique modale spectrale :

❖ Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

❖ Conditions d'application de la méthode :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.3.3. méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

On utilise la Méthode Statique Equivalente car notre structure répond aux conditions suivantes :

• Condition (a) :

Zone II : la hauteur $h < 65 \text{ m}$ → $18.96 < 65 \text{ m}$ → CV.

Régularité en plan :

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{17.85}{10.45} = 1.71 \leq 4 \rightarrow \text{CV.}$$

$$\frac{L_1 + L_2}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{3.3 + 3.3}{17.85} = 0.37 \leq 0.25 \rightarrow \text{CNV.}$$

$$\frac{L_1 + L_2}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{1.55 + 1.55}{10.45} = 0.15 \leq 0.25 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc la structure irrégulière en plan.

• Condition (b) :

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mila (Zone II-a), Il sera classé en

Groupe d'usage 2 ; la hauteur $h = 18,96 \text{ m} < 23 \text{ m}$.

Donc la méthode statique équivalente applicable.

❖ Nombres des modes à considérer :

L'PA99/version 2003(art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Chapitre v : Etude sismique

-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90c/o au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective Supérieure à 5c/o de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N}$ et $T \leq 0.20 \text{sec}$.

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T la période des modes

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique modale :

Tableau V.1. Présente les périodes et les factures de participation massique modale (Selon ROBOT)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,20	0,83	81,41	0,00	0,0	81,41	0,00
3/ 2	3,45	0,29	81,42	72,43	0,0	0,01	72,43
3/ 3	3,70	0,27	91,33	72,50	0,0	9,91	0,06
3/ 4	4,37	0,23	91,36	72,50	0,0	0,03	0,00
3/ 5	6,54	0,15	95,14	72,50	0,0	3,78	0,00
3/ 6	9,91	0,10	96,96	72,50	0,0	1,82	0,00
3/ 7	13,04	0,08	96,96	90,37	0,0	0,00	17,87
3/ 8	13,64	0,07	97,75	90,37	0,0	0,79	0,00
3/ 9	16,69	0,06	97,75	90,37	0,0	0,00	0,00
3/ 10	17,02	0,06	97,95	90,37	0,0	0,21	0,00

❖ Interprétation :

On constate qu'il faut 9 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales

Exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 81.41% de participation de masse modale.

Chapitre v : Etude sismique

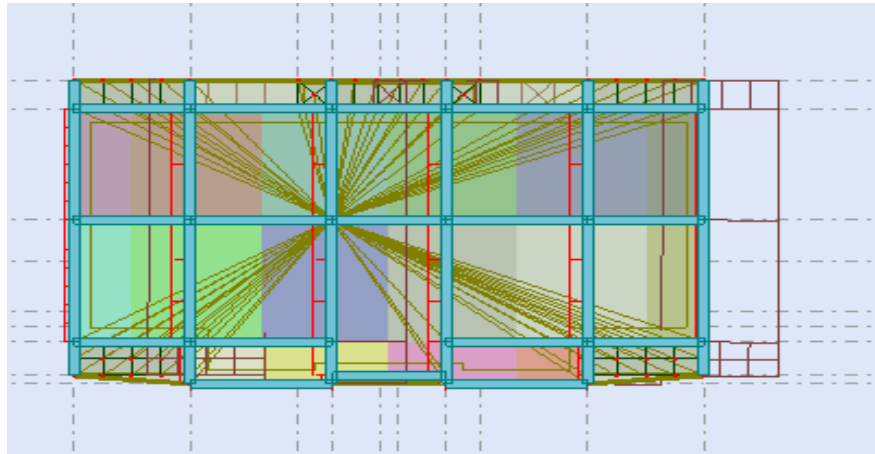


Figure V.2 .translation selon x-x

- le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 72.43% de participation de masse modale.

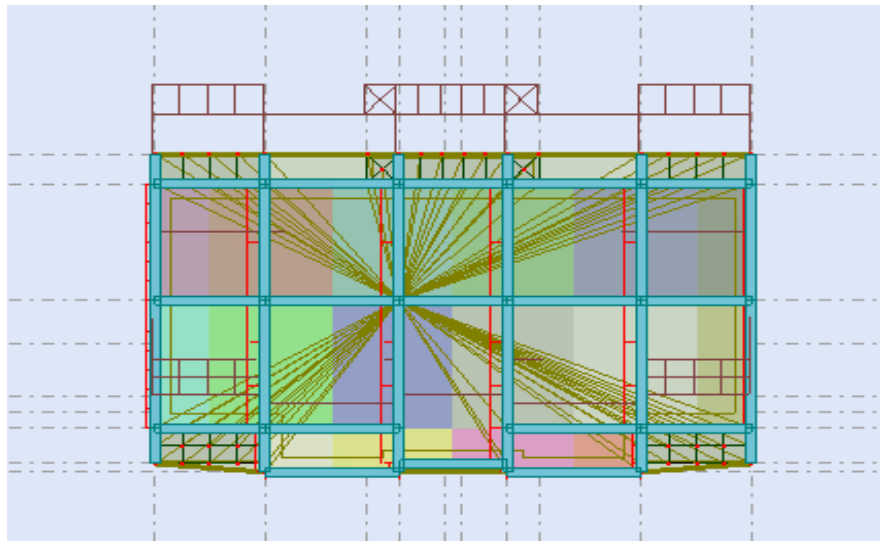


Figure V.3. Translation selon y-y

- le 3eme mode est mode torsion pure.

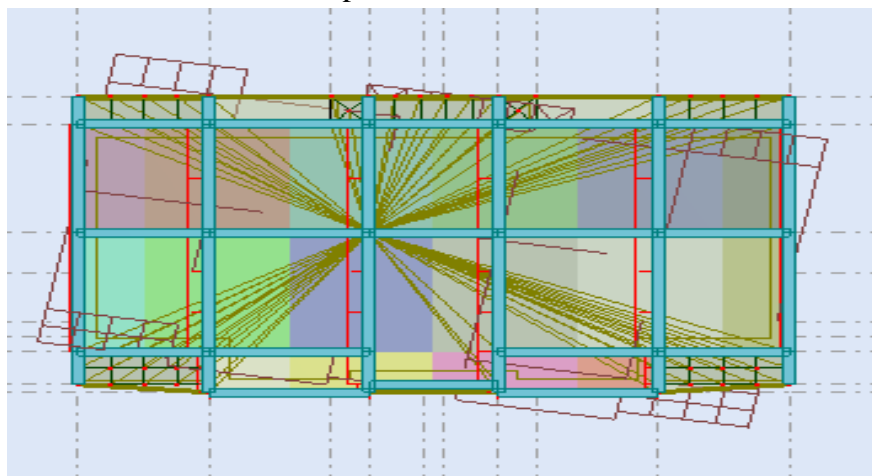


Figure V.4 .Rotation selon Z-Z

Chapitre v : Etude sismique

On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

V.4. Calcul de la force sismique :

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

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

V.4.1. coefficient d'accélération de zone A :

Ce coefficient correspond à une accélération maximale du sol sur une période de temps déterminée, cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Le coefficient A dépend de deux paramètres :

* Le groupe d'usage.

* La zone sismique.

Tableau V.2. Coefficient d'accélération de zone

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Mila	2	II.a	0.15

V.4.2. Période fondamentale T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au

Dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et

Donné par le tableau suivant.

Chapitre v : Etude sismique

Tableau V. 3. Valeur de coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$C_T = 0.05 ; h_t = 18.85\text{m}$$

Sens x-x : $D_x = 17.85\text{ m}$

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0.05 (ht)^{\frac{3}{4}} = 0.44\text{ S} \\ T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.39\text{ S} \end{array} \right.$$

Donc : $T_x = 0.39\text{ S}$.

Sens y-y : $D_y = 10.45\text{ m}$

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0.05 (ht)^{\frac{3}{4}} = 0.44\text{ S} \\ T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.51\text{ S} \end{array} \right.$$

Donc : $T_y = 0.44\text{ S}$.

V.4.3. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ϵ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Chapitre v : Etude sismique

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

Tableau V. 4. Valeur de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ se}$$

Sens x-x :

$$0 \leq T_x = 0.39 \text{ sec} \leq T_2$$

Donc : $D = 2.5 \eta$

η : facteur de correction d'amortissement. donnée par le formule suivant :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau .V.5. Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0.76 \rightarrow D_x = 1.9$$

Sens y-y :

$$0 \leq T_y = 0.44 \text{ sec} \leq T_2 \rightarrow D_y = 1.9$$

Chapitre v : Etude sismique

V.4.4. coefficient de comportement global de la structure R :

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau 4 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement mixte portique-voile avec interaction **R=5**.

Tableau V.6. Valeur de coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

V.4.5. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Chapitre v : Etude sismique

Tableau V.7. Valeurs des pénalités P_q .

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

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- sens longitudinal : (5 travée) :

$$3,30/4=0,82 < 1,5$$

$$4/3,25=1,3 < 1,5 \quad \text{critère observé } p_q = 0$$

$$3,25/4,00=0,83 < 1,5$$

$$4,00/3,3=0,83 < 1,5$$

- sens transversal : (2 travée) :

Critère non observé $p_q = 0,05$

b) Redondance en plan :

Critère non observé $p_q = 0,05$

Chapitre v : Etude sismique

c) Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux

Directions orthogonales.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$0.25 < \text{Longueur} / \text{largeur} = 17.85 / 10.45 = 1,7 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une

Direction donnée n'excède pas 25 %.

Donc le critère est non observé $p_q = 0.05$

d) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux

Discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement

Brusque de la base au sommet du bâtiment.

- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne

Dépasse 20%.

- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite

Dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux : $p_q = 0$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution : $p_q = 0$

$$\text{Donc : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.15$$

V.4.6. poids total de la structure W :

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT.

D'après la formule (4.5) du RPA03 :

Chapitre v : Etude sismique

$$W = WG_i + \beta WQ_i$$

$WG(i)$: Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

$WQ(i)$: Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta = 0,2$.

Donc : $W_G = 13859.88$ KN

$$W_Q = 1937.60$$
 KN

On peut donc calculer le poids total de la structure :

$$W_T = 14247.40$$
 KN

Donc l'effort sismique total :

Sens x-x :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{5} \times 14247.4$$
$$\rightarrow V_x = 933.92$$
 KN

Sens y-y :

$$V_y = 933.92$$
 KN

- La force sismique $V_{\text{dynamique}}$ à la base de structure :

Résultat des Forces Dynamique (Selon ROBOT) :

✓ Ex :

Cas	4 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	1302,00	436,05	3460,65	70,52	2550,07	29,23
Somme réactions	1296,51	14,13	0,00	189,03	16033,05	6990,32
Somme efforts	1296,51	14,13	0,0	189,04	16033,07	6990,33
Vérification	2593,01	28,26	0,00	378,06	32066,12	13980,65
Précision	7,51928e-003	3,09625e-002				

Chapitre v : Etude sismique

✓ E_v :

Cas	5 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	46,14	1683,10	7895,10	378,37	34,15	7,88
Somme réactions	14,07	1649,39	0,00	21246,86	49,23	14665,73
Somme efforts	14,08	1649,40	0,0	21246,97	49,23	14665,64
Vérification	28,15	3298,79	0,00	42493,83	98,45	29331,36
Précision	7,51928e-003	3,09625e-002				

D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT» :

Direction	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Constatation
Sens x-x	747.14	1296.51	Condition vérifié
Sens y-y	747.14	1649.40	Condition vérifié

V.5. Calcul de centre de masse et centre de torsion :

D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT» :

Tableau V.8 :L'excentricité théorique et accidentelle à chaque niveau.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		e _{theorique} < e _{acc}
	x-x	y-y	x-x	y-y	
RDC	0,89	0.56	0,02	0,13	CV
1 ^{eme} Etage	0.89	0.56	0.04	0.34	CV
2 ^{eme} Etage	0.89	0.56	0.06	0.32	CV
3 ^{eme} Etage	0.89	0.56	0.04	0.24	CV
4 ^{eme} Etage	0.89	0.56	0.02	0.31	CV
5 ^{eme} Etage	0.89	0.56	0.00	0.44	CV

Chapitre v : Etude sismique

V.6. Vérification de période (T) :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} T_x > T \\ T_y > T \end{cases}$$

$$T = 0.83 \text{ sec}$$

$$T_x = 0.39 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.51 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.39 \text{ sec} < 0.83 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$T_y = 0.51 \text{ sec} < 0.83 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

On Remarque que:

- La période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empirique du RPA majorée de 30%. : $T_x = 0.51 \text{ sec}$; $T_y = 0.66 \text{ sec}$.
- Les deux modes de vibrations sont des modes de translation le première selon xx et le deuxième selon yy.
- La participation massique au 9^{eme} mode dépasse les 90% exige par le RPA.

V.7. Vérification des Déplacements Latéraux :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau «k» de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Chapitre v : Etude sismique

Sens x-x :

Tableau V.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x

Plancher	U_x (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{ad} (cm)	
RDC	1.6	8	1.6	3.06	CV
1 ^{er} Etage	3.6	10	2	3.06	CV
2 ^{eme} Etage	5.4	9	1.8	3.06	CV
3 ^{eme} Etage	6.9	7.5	1.5	3.06	CV
4 ^{eme} Etage	8.00	5.1	1.1	3.06	CV
5 ^{eme} Etage	8.7	3.5	0.7	3.06	CV

Sens y-y :

Tableau V.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y

Plancher	U_y (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	Δ_{ad} (cm)	
RDC	0.2	1	0.2	3.06	CV
1 ^{er} Etage	0.4	1	0.2	3.06	CV
2 ^{eme} Etage	0.7	1.5	0.3	3.06	CV
3 ^{eme} Etage	1	1.5	0.3	3.06	CV
4 ^{eme} Etage	1.3	1.5	0.3	3.06	CV
5 ^{eme} Etage	1.6	1.5	0.3	3.06	CV

V.8. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

V.8.1. Vérification au renversement :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

Chapitre v : Etude sismique

Avec :

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : La hauteur d'étage k.

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids totale de la construction.

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$.

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent.

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation.

b_i : Le centre de gravité de la structure.

Sens x-x :

Tableau V.11 : Les renversements à sens x-x

Plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$
RDC	14247.40	8.95	127514.23	75.35	3.06	230.57
1 ^{eme} Etage	11562.96	8.96	103604.12	142.31	3.06	435.47
2 ^{eme} Etage	9170.20	8.87	81339.67	198.21	3.06	606.52
3 ^{eme} Etage	6771.83	8.89	60201.57	249.78	3.06	764.33
4 ^{eme} Etage	4379.06	8.95	39192.59	309.81	3.06	948.02
5 ^{eme} Etage	1963.85	8.92	17517.54	321.02	3.06	982.32
$\sum W_k \cdot b_i$			429369.72	$\sum F_k \cdot h_k$		3967.23

Chapitre v : Etude sismique

Sens y-y :

Tableau V.12 : Les renversements à sens y-y

Plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$
RDC	14247.40	5.58	79500.49	75.82	3.06	232.01
1 ^{eme} Etage	11562.96	5.35	61861.84	156.87	3.06	480.02
2 ^{eme} Etage	9170.20	5.33	48877.17	224.5	3.06	686.97
3 ^{eme} Etage	6771.83	5.25	35552.11	300.4	3.06	919.22
4 ^{eme} Etage	4379.06	5.32	23296.60	423.19	3.06	1294.96
5 ^{eme} Etage	1963.85	5.42	10644.07	468.62	3.06	1433.98
$\sum W_k \cdot b_i$			259732.28	$\sum F_k \cdot h_k$		5047.16

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation

suivante : $\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$

Sens x-x :

M_S	M_R	M_S / M_R	Constatation
429369.72	3967.23	108.23	Condition vérifié

Sens y-y:

M_S	M_R	M_S / M_R	Constatation
259732.28	5047.16	51.46	Condition vérifié

V.9. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ:

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Chapitre v : Etude sismique

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

Sens x-x :

Tableau. V.13. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens x-x :

Plancher	$P_k(KN)$	$\Delta_{Kx}(Cm)$	$V_{kx}(KN)$	$h_{kx}(cm)$	θ	
RDC	14247.40	1.6	1296.51	306	0.057	CV
1 ^{eme} Etage	11562.96	2	1221.16	306	0.062	CV
2 ^{eme} Etage	9170.20	1.8	1078.85	306	0.049	CV
3 ^{eme} Etage	6771.83	1.5	880.61	306	0.037	CV
4 ^{eme} Etage	4379.06	1.1	630.83	306	0.025	CV
5 ^{eme} Etage	1963.85	0.7	321.02	306	0.014	CV

Sens y-y :

Tableau. V.14. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens y-y

Plancher	$P_k(KN)$	$\Delta_{Ky}(m)$	$V_{ky}(KN)$	$h_{ky}(cm)$	θ	
RDC	14247.40	0.2	1649.40	306	0.0056	CV
1 ^{eme} Etage	11562.96	0.2	1573.58	306	0.0048	CV
2 ^{eme} Etage	9170.20	0.3	1416.71	306	0.0063	CV
3 ^{eme} Etage	6771.83	0.3	1192.21	306	0.0056	CV
4 ^{eme} Etage	4379.06	0.3	891.81	306	0.0048	CV
5 ^{eme} Etage	1963.85	0.3	468.62	306	0.0041	CV

Chapitre v : Etude sismique

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment.

V.10.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude Sismique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que Le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre VI

Ferrailage des

Éléments Structuraux

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1.Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux Éléments structuraux dues aux charges permanentes, d'exploitations et aux forces sismiques, leurs combinaisons nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif de ce chapitre est de ferrailer les éléments porteurs de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le « CBA 93 » et le « RPA99 Ver 2003 ».

Notre structure est composée essentiellement de quatre éléments structuraux à savoir :

- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.
- Les fondations.

VI.2. Les poutres :

VI.2.1. Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- ❖ $1,35G+1,5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q+E$ (ACC).

VI.2.2. Armature longitudinale :

Recommandation du RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Selon le BAEL91 :

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$

VI.2.3. Armature transversale :

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \tau_{\bar{u}} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$$

- Calcul de S_t :

✓ Selon le CBA 93 :

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

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

✓ Selon le RPA (art 7.5.2.2) :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right)$

Dans la zone courante : $S \leq \frac{h}{2}$

VI.2.4. Calcule de ferrailage :

VI.2.4.1. Poutre Principale :

b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s
30	35	31.15	14.17	1.5	1.15

E.L.U :

• Armature longitudinale :

❖ En travée : $M_t = 37.92 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{37.92 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 315^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.12 \\ Z = 300 \end{cases}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \quad \Rightarrow \quad A^u = \frac{37.92 \times 10^6}{347.82 \times 300} = 3.63 \text{ cm}^2.$$

❖ **En appui :** $M_a = -108.81 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{108.81 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 315^2} = 0.26$$

$$\mu = 0.26 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.26 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.38 \\ Z = 267.12 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \quad \Rightarrow \quad A^u = \frac{108.81 \times 10^6}{347.82 \times 267.12} = 11.71 \text{ cm}^2.$$

-Ferrailage minimum :

• Selon BAEL91 le pourcentage minimal des aciers tendus d'une section fléchée est de :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

• Vérification de RPA 99/Ver 2003 : Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage minimal des Aciers est de : $A_{S\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{S\min} = 0.005 \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{S\min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

-Ferrailage maximum :

D'après Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage maximal des aciers est de :

$$A_{S\max} = \frac{4 \times B}{100} = \frac{4 \times 35 \times 30}{100} = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{S\max} = \frac{6 \times B}{100} = \frac{6 \times 35 \times 30}{100} = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{S\min}; A_{\min}; A_S)$$

$$\text{Travée } A_{St} = \max(1.14; 5.25; 3.63) \Rightarrow A_{St} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui } A_{Sa} = \max(1.14; 5.25; 11.71) \Rightarrow A_{Sa} = 11.71 \text{ cm}^2.$$

On adapte pour une section de : travée $6\emptyset 14 \Rightarrow A_S = 9.24 \text{ cm}^2$.

Appui $8\emptyset 14 \Rightarrow A_S = 12.31 \text{ cm}^2$.

-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\emptyset \quad \text{Art7.5.2.1 du RPA99v2003}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

\emptyset : Diamètre maximal des aciers longitudinaux.

$$L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales :**

-Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant maximal est donné à l'ELU : $V_{u\max} = 92.47\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{92.47 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.98\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Choix des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\emptyset_t < \min \begin{cases} \emptyset_l = 14\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{350}{35} = 10\text{mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{300}{10} = 30\text{mm} \end{cases}$$

Nous prenons $\emptyset_t=10\text{mm}$.

-L'espacement des cadres :

On détermine l'espacement des armatures transversales par la relation émise dans le (Art.5.1.2.3) duCBA93 et qui est la suivante :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow \min (0.9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) \\ \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm.}$$

Or, Art.7.5.2.2 duRPA99v2003 limite dans la zone nodal (sur une distance de $2h = 90\text{cm}$), l'espacement des armatures transversales à :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm.}$$

On adopte pour un espacement de 8cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.

Selon RPA : (Art 7.5.2.2) : $A_t = 0.003 \times S \times b \Rightarrow 0.003 \times 17.5 \times 30$

$$A_t = 1.58\text{cm}^2.$$

Travée : **2HA10 =1.57 cm².**

Appui : **3HA10 =2.36 cm².**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

E.L.S :

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} = 0.077 \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} = 0.075 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = 0.0098 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots CV$$

VI.2.4.2. Poutre secondaire :

b (cm)	h (cm)	d (cm)	f _{bu} (MPa)	γ _b	γ _s
30	35	31.15	14.17	1.5	1.15

E.L.U :

- **Armature longitudinale :**

- ❖ **En travée :** Mt = 22.60 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{22.60 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 315^2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.07 \\ Z = 306.18 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{22.60 \times 10^6}{347.82 \times 306.18} = 2.12 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **En appui :** Ma = -109.96 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{109.96 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 315^2} = 0.26$$

$$\mu = 0.26 < \mu_1 = 0.392$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

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

$$\mu = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.38 \\ Z = 267.12 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{109.96 \times 10^6}{347.82 \times 267.12} = 11.83 \text{ cm}^2.$$

-Ferrailage minimum :

• Selon BAEL91 le pourcentage minimal des aciers tendus d'une section fléchée est de :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

• Vérification de RPA 99/Ver 2003 : Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage minimal des Aciers est de : $A_{S\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{S\min} = 0.005 \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{S\min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

-Ferrailage maximum :

D'après Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage maximal des aciers est de:

$$A_{S\max} = \frac{4 \times B}{100} = \frac{4 \times 35 \times 30}{100} = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{S\max} = \frac{6 \times B}{100} = \frac{6 \times 35 \times 30}{100} = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Donc : $A_S = \max(A_{S\min}; A_{\min}; A_S)$

$$\text{Travée } A_{St} = \max(1.14; 5.25; 2.12) \Rightarrow A_{St} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui } A_{Sa} = \max(1.14; 5.25; 11.83) \Rightarrow A_{Sa} = 11.83 \text{ cm}^2.$$

On adapte pour une section de : travée $6\emptyset 14 \Rightarrow A_S = 9.24 \text{ cm}^2$.

Appui $8\emptyset 14 \Rightarrow A_S = 12.31 \text{ cm}^2$.

-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\emptyset \quad \text{Art7.5.2.1 du RPA99v2003}$$

\emptyset : Diamètre maximal des aciers longitudinaux.

$$L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales :**

-Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant maximal est donné à l'ELU : $V_{\max} = -46.33 \text{ KN}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{46.33 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.49$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- Choix des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = 14\text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{350}{35} = 10\text{mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{300}{10} = 30\text{mm} \end{cases}$$

Nous prenons $\phi_t=10\text{mm}$.

-L'espacement des cadres :

On détermine l'espacement des armatures transversales par la relation émise dans le (Art.5.1.2.3) du CBA93 et qui est la suivante :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 31.5; 40\text{cm}) \\ \Rightarrow S_t \leq 28.35\text{ cm.}$$

Or, Art.7.5.2.2 du RPA99v2003 limite dans la zone nodal (sur une distance de $2h = 90\text{cm}$), l'espacement des armatures transversales à :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75\text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{ cm.}$$

On adopte pour un espacement de 8cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.

$$\text{Selon RPA : (Art 7.5.2.2) : } A_t = 0.003 \times S \times b \Rightarrow 0.003 \times 17.5 \times 30$$

$$A_t = 1.57\text{cm}^2.$$

Travée : **2HA10 = 1.57 cm².**

Appui : **3HA10 = 2.36 cm².**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

E.L.S :

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} = 0.0875 \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = 0.0097 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0 \dots \dots \dots CV$$

Tableau VI .1 . Résultat de ferrailage des poutres

Poutre	A _L		A _T	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre principale	6HA14=9.24 cm ²	8HA14=12.31 cm ²	2HA10=1.57 cm ²	3HA10=2.36 cm ²
Poutre secondaire	6HA14=9.24 cm ²	8HA14=12.31 cm ²	2HA10=1.57 cm ²	3HA10=2.36 cm ²

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

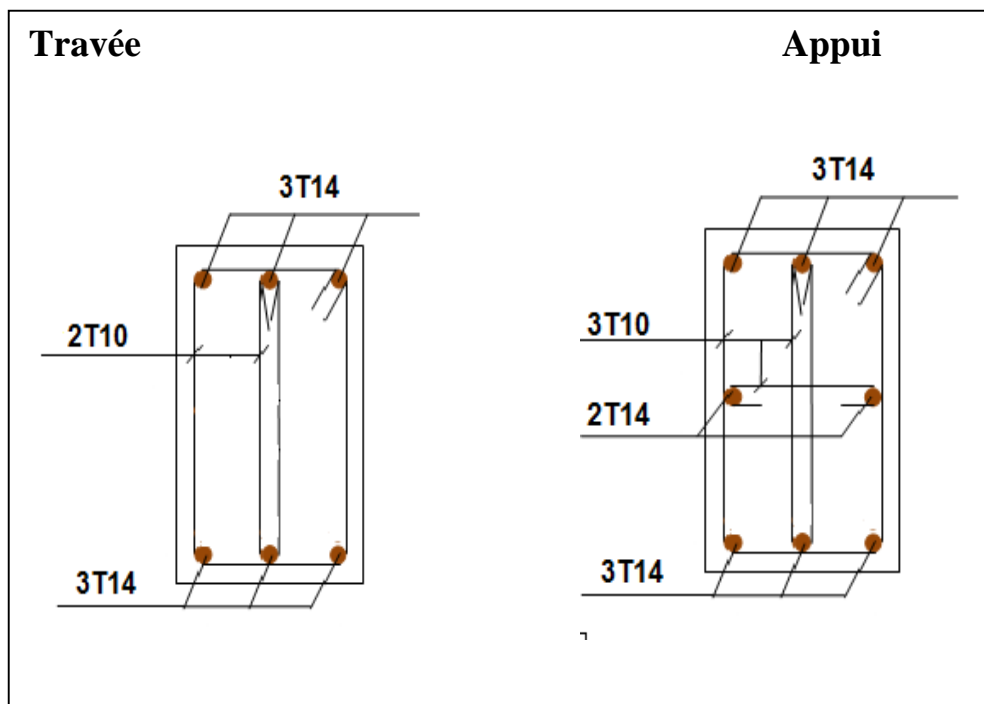


Figure .VI.1. Schéma de ferrailage des poutres secondaire

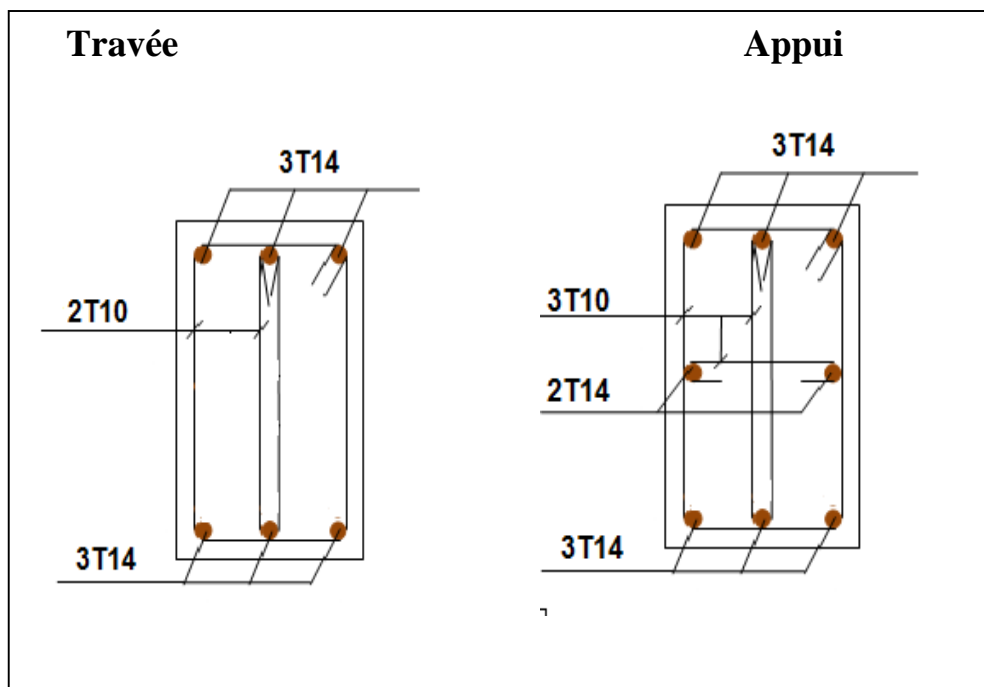


Figure .VI.2.Schéma de ferrailage des poutres principale.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3. Les Poteaux :

VI.3.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des effets des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normale N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

VI.3.2. Armature longitudinale :

Recommandation du RPA99/Ver2003 :

D'après le RPA99/Ver2003 (art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

-Pourcentage minimum est de : 0.8% en zone IIa.

- Pourcentage maximal est de : $\begin{cases} 4\% & \text{en zone courente} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

-La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_1$

-La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau est de 25 cm.

N<w -Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Selon CBA93 : $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$

VI.3.3. Armature transversale :

Selon CBA93 :

- Pour l'effort tranchant : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$

- Diamètre Φ_t : $\Phi_t = \min \left(\Phi_1 ; \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} \right)$

-Espacement : $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$

$$S_{t \max} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_{t \min} \geq 7\text{cm}$$

Selon l'art 7.4.2.2 de RPA2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

h_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 & \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

- S_t : l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm})$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq 15\phi_l$$

Ou : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

a_1 et b_1 : Les dimensions de la section du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b_1$ en%) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

$$\text{Par interpolation} \quad \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5$$

VI.3.4. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

- RPA 99/version 2003 :

1/ $G + Q + E$

2/ $0.8 G \pm E$

- BAEL 91 :

3/ $1.35 G + 1.5 Q$

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, en considérant les sollicitations suivantes :

N_{\max} → M correspondant la combinaison (1.35G + 1.5Q)

M_{\max} → N correspondant la combinaison (G+Q+E)

N_{\min} → M correspondant la combinaison (0.8G+E)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

• Vérification d'effort normal réduit :

On doit vérifier que l'effort normal réduit de calcul est limité par la condition suivante :

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

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

B_c : est l'aire de poteau.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton après 28 jours.

$$N_{\max} = 1353.69 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1353.69 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.33 \leq 0.30 \dots \text{CNV}$$

Donc : On doit augmenter la section de poteau.

On prend : $B = 40 \times 45$

$$\text{Donc : } V = \frac{1353.69 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0.30 \leq 0.30 \dots \text{CV}$$

Vérification des dimensionnements de poteau :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ h_e : hauteur de l'étage CV
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$

On doit ferrailer deux types de poteau

Poteau 40*45 :

$N_{\max} = 1353.69 \text{ KN}$	$M_{\text{corr}} = 10.44 \text{ KN.m}$	la combinaison (1.35G + 1.5Q)
$M_{\max} = 162.17 \text{ KN.m}$	$N_{\text{corr}} = 1317.19 \text{ KN}$	la combinaison (G+Q+E)
$N_{\min} = 759.44 \text{ KN}$	$M_{\text{corr}} = 161.56 \text{ KN.m}$	la combinaison (0.8G+E)

Poteau 40*40 :

$N_{\max} = 1125.08 \text{ KN}$	$M_{\text{corr}} = 40.15 \text{ KN.m}$	la combinaison (1.35G + 1.5Q)
$M_{\max} = 143.82 \text{ KN.m}$	$N_{\text{corr}} = 1156.40 \text{ KN}$	la combinaison (G+Q+E)
$N_{\min} = 303.13 \text{ KN}$	$M_{\text{corr}} = 61.81 \text{ KN.m}$	la combinaison (0.8G+E)

VI.3.5. Ferrailage des poteaux :

VI.3.5.1. Ferrailage longitudinal :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Poteau 40*45 :

1^{er} cas : 1.35G+1.5Q ;

$$N_{\max} = 1353.69 \text{KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 10.44 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$\bullet \quad e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.44}{1353.69} = 0.0077 \text{m} \quad \rightarrow e_0 = 0.77 \text{cm}$$

$$\bullet \quad e_a = \max \left[2 \text{cm}; \frac{L}{250} \right] \quad \Rightarrow e_a = \max \left[2 \text{cm}; \frac{306}{250} \right]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{cm} .$$

$$\bullet \quad e_1 = e_0 + e_a = 0.77 + 2 \quad \Rightarrow e_1 = 2.77 \text{cm} .$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \text{cm} \leq \max \left[15; \frac{20e_1}{h} \right] = 15 \quad \Rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2$$

$$\bullet \quad e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{6.43}{6.43 + 1.17} \quad \Rightarrow \alpha = 0.85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214^2}{10^4 \times 45} (2 + 0.85 \times 2) \quad \Rightarrow e_2 = 1.13 \text{cm} .$$

❖ **Calcul le moment :**

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2) = 1353.69 \times 3.9 \times 10^{-2} \quad \Rightarrow M_u = 52.79 \text{KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52.79 + 1353.69 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) \quad \Rightarrow M_{uA} = 296.45 \text{KN.m}$$

❖ **La nature de la section :**

$$u_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{296.45 \times 10^6}{400 \times 405^2 \times 14.17} \quad \Rightarrow u_{uA} = 0.32$$

$$u_{uA} = 0.32 < u_{bc} = 0.493$$

Donc : Section partiellement comprimée (SPC).

❖ **Calcul la section des armatures :**

$$u_{uA} = 0.320 < u_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; A_{SC} \neq 0 .$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{uA}}) \quad \Rightarrow \alpha_u = 0.5$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \quad \Rightarrow Z = 324 \text{mm}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_s} = \frac{296.45 \times 10^6}{324 \times 347.82} \Rightarrow A_s = 26.30 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : G+Q+E :

$$M_{\max} = 162.17 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corr}} = 1317.19 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$\bullet \quad e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{162.17}{1317.19} = 0.12 \text{ m} \quad \rightarrow e_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} .$$

$$\bullet \quad e_1 = e_0 + e_a = 12 + 2 \Rightarrow e_1 = 14 \text{ cm} .$$

❖ Vérification au flambement :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \text{ cm} \leq \max \left[15; \frac{20e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2$$

$$\bullet \quad e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{6.43}{6.43 + 1.17} \Rightarrow \alpha = 0.85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214^2}{10^4 \times 45} (2 + 0.85 \times 2) \Rightarrow e_2 = 1.13 \text{ cm} .$$

❖ Calcul le moment :

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2) \Rightarrow M_u = 199.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 436.38 \text{ KN.m}$$

❖ La nature de la section :

$$u_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow u_{uA} = 0.47$$

$$u_{uA} = 0.47 < u_{bc} = 0.493$$

Donc : Section partiellement comprimée (SPC).

❖ Calcul la section des armatures :

$$u_{uA} = 0.47 > u_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \text{Armature comprimée}$$

$$\varepsilon_{sc} = (1.3 \times 10^{-3} + \varepsilon_l) \left[\frac{d-d'}{d} \right] - \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0016$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$\varepsilon_{sc} = (1.3 \times 10^{-3} + 0.0016) \left[\frac{405-44.55}{405} \right] - 0.0016 = 9.81 \times 10^{-4}$$

$$\delta_{sc} = F(\varepsilon_{sc}) \begin{cases} \text{si: } \varepsilon_{sc} < \varepsilon_l \Rightarrow \delta_{sc} = \varepsilon_{sc} \times E_s \\ \text{si: } \varepsilon_{sc} > \varepsilon_l \Rightarrow \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \times f_{bu} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \delta_{sc} = \varepsilon_{sc} \times E_s \Rightarrow 206.01 \text{MPa}$$

$$M_R = u_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 400 \times 405^2 \times 14.17 \Rightarrow M_R = 364.44 \text{KN.m}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_1) = 294.84 \text{mm}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_l \times 1000} = 0.68$$

$$A_{Sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') \delta_{sc}} = 27.24 \text{cm}^2$$

$$A_{St} = \left[\frac{M_R}{z} + \frac{M_u - M_R}{(d - d')} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = 19.40 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{St} - \frac{N_u}{\delta_s} = 41.12 \text{cm}^2$$

3^{ème} cas : 0.8G+E ;

$$N_{\text{corr}} = 759.44 \text{KN} ; M_{\text{max}} = 161.56 \text{KN.m}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

- $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.21 \text{m} \rightarrow e_0 = 21 \text{cm}$
- $e_a = \max \left[2 \text{cm}; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2 \text{cm}; \frac{306}{250} \right]$
 $\Rightarrow e_a = 2 \text{cm} .$
- $e_1 = e_0 + e_a = 21 + 2 \Rightarrow e_1 = 23 \text{cm} .$

❖ Vérification au flambement :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \text{cm} \leq \max \left[15; \frac{20e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2$$

$$\bullet e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow \alpha = 0.85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214^2}{10^4 \times 45} (2 + 0.85 \times 2) \Rightarrow e_2 = 1.13 \text{cm} .$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Calcul le moment :

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2) \Rightarrow M_u = 183.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 319.95 \text{ KN.m}$$

❖ La nature de la section :

$$u_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow u_{uA} = 0.34$$

$$u_{uA} = 0.34 < u_{bc} = 0.493$$

Donc : Section partiellement comprimée (SPC).

❖ Calcul la section des armatures :

$$u_{uA} = 0.34 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A_{SC} \neq 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{uA}}) \Rightarrow \alpha_u = 0.54$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \Rightarrow Z = 317.52 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_s} \Rightarrow A_s = 28.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A = \max(26.3; 41.12; 28.97) = 41.12 \text{ cm}^2$$

❖ Condition non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.96 \text{ cm}^2 .$$

❖ Section d'armature longitudinale RAP99/ ver 2003 :

$$A_{Smin} = 0.8\% \cdot B = 0.008 (40 \cdot 45) = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smax} = 0.4\% \cdot B = 0.04 (40 \cdot 45) = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone de courante}$$

$$A_{Smax} = 0.6\% \cdot B = 0.06 (40 \cdot 45) = 108 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone de recouvrement}$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{Calcul} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A_s = \max(41.12 ; 1.96 ; 14.40) \Rightarrow A_s = 41.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte : } 4HA25 + 8HA20 = 44.76 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau.VI.2. Résultat de ferrailage longitudinale des poteaux

Poteau	Combinassions		
40*45	1.35G+1.5Q	G+Q+E	0.8G+E
	$A_s=31.77 \text{ cm}^2$	$A_s=41.12 \text{ cm}^2$	$A_s=18 \text{ cm}^2$
	$A_{s\max}=41.12$ On adapte : 8HA20+4HA25 =44.76cm ²		
40*40	1.35G+1.5Q	G+Q+E	0.8G+E
	$A_s=26.31 \text{ cm}^2$	$A_s=35.62 \text{ cm}^2$	$A_s=10.38 \text{ cm}^2$
	$A_{s\max}=35.62$ On adapte : 4HA25+8HA16 =35.71cm ²		

❖ La longueur minimale de recouvrement est de:

$$40 \Phi_1 = 40(20) = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Poteau } 40*45$$

$$40 \Phi_1 = 40(16) = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Poteau } 40*40$$

VI.3.5.2. Ferrailage transversale :

Poteau 40*45 :

❖ Selon CBA93 :

- Diamètre : $\phi_t = \min\left(\phi_1 ; \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35}\right) = \min(25; 45; 12.86)$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- Espacement : $S_{t\max} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t\max} = 36.45 \text{ cm.}$

Pour permettre une bonne mise en place du béton (passage de vibreur)

$$S_{t\min} \geq 7\text{cm}$$

❖ Selon RPA99/ver 2003 (art 7.4.2.2) :

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_l f_e}$

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Condition d'espacement :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

On opte un espacement de : $S_t=10$ cm en zone nodale

$S_t= 20$ cm en zone courante.

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho V_u S_t}{h_1 f_e} = \frac{2.5 \times 83720 \times 100}{450 \times 400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b_1$ en%) est donnée comme suit:

$$\lambda_g = 5.35 > 5$$

$$A_t \geq 0.3\% \times b \times t \Rightarrow A_t \geq 0.3\% \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On prend : **3T10=2.36 cm²**

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On prend l'effort tranchant max pour tous les poteaux. $T_{\max}=83.72\text{KN}$

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

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

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \quad \text{Selon C.B.A.93 : A.5.1.2.1}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \quad \text{Selon R.P.A 99 / ver 2003}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{83.72 \cdot 10^3}{400 \cdot 405} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.075 \cdot 25 = 1.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Poteau 40*40 :

❖ Selon CBA93 :

- Diamètre : $\phi_t = \min\left(\phi_1; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}\right) = \min(25; 40; 11.43)$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- Espacement : $S_{t \max} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t \max} = 32.40 \text{ cm.}$

Pour permettre une bonne mise en place du béton (passage de vibreur)

$$S_{t \min} \geq 7\text{cm}$$

❖ Selon RPA99/ver 2003 (art 7.4.2.2) :

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_l f_e}$

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Condition d'espacement :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t \leq 24\text{cm}$

On opte un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho V_u S_t}{h_l f_e} = \frac{2.5 \times 75960 \times 100}{400 \times 400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

- La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b_1$ en%) est donnée comme suit:

$$\lambda_g = 5.35 > 5$$

$$A_t \geq 0.3\% \times b \times t \Rightarrow A_t \geq 0.3\% \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2.$$

On prend : **3T10=2.36 cm²**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 75.96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{75.96 \cdot 10^3}{400 \cdot 360} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.075 \cdot 25 = 1.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

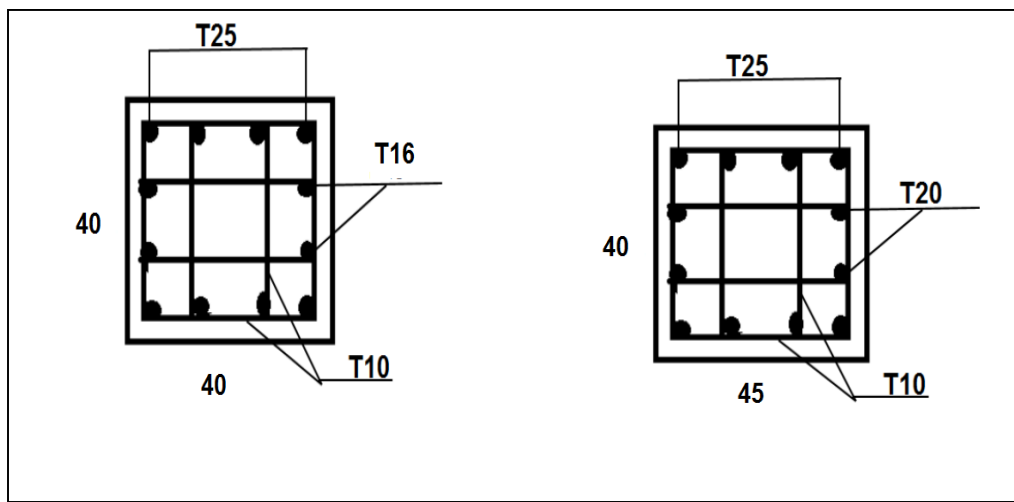


Figure .VI.3. Schéma de ferrailage des poteaux

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.4. Les voiles :

VI.4.1. Définition :

Les voiles de contreventement sont des éléments surfaciques en béton armé qui entrent dans la conception des bâtiments. Ils jouent le rôle de résistance vis-à-vis des charges gravitaires ainsi qu'aux charges horizontales telles que les charges sismiques.

Les voiles sont soumis à la flexion composée d'où l'effort normal est dû aux charges verticales (poids propre des éléments, charges d'exploitation) et le moment de flexion est dû à l'excentrement des charges verticales ainsi qu'aux charges horizontales (séisme) qui sont prépondérante.

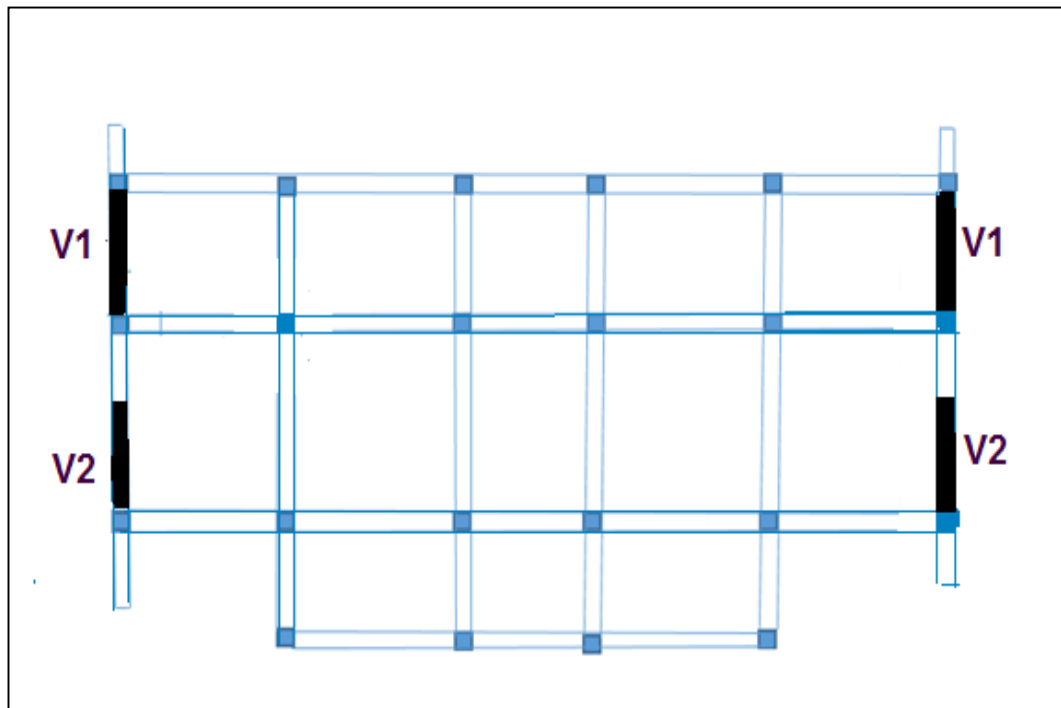


Figure.VI.4. Disposition des voiles.

VI.4.2. Les combinaisons de calcul :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

VI.4.3. Types d'armatures :

Le règlement parasismique Algérien RPA99 préconise de prévoir trois types d'armatures :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.4.3.1. Armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munis de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
6. Si il y a des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

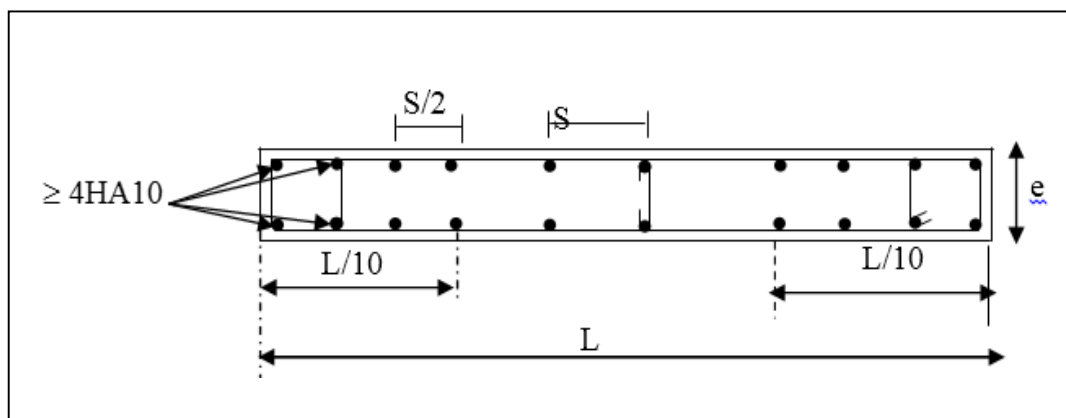


Figure.VI.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.4.3.2. Armatures horizontales :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

-Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (a : Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre (4) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible et à 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.4.3.3. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

VI.4.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.4.1. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :
 $d \leq \min(h_e; \frac{2L}{3})$ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

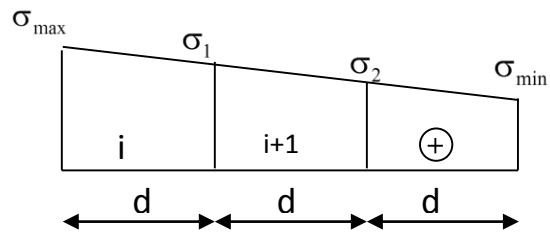
❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

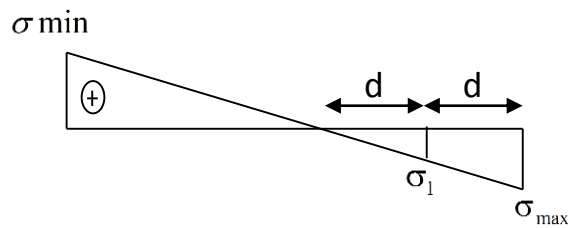
e : épaisseur du voile.



❖ Section partiellement comprimée :

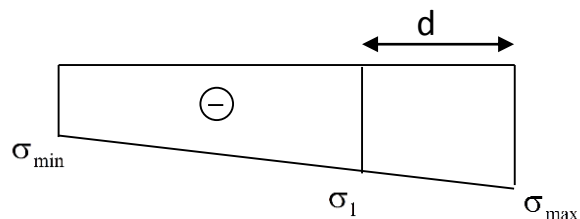
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



Exemple d'application :

• VOILE I :

Donnée : L=4.10 m h=3.06 m

❖ Détermination des sollicitations :

$$N = 1275.45 \text{ KN}$$

$$I = (0.15 \times 4.1^3) / 12 = 0.86 \text{ m}^4$$

$$M = 1384.63 \text{ KN.m}$$

$$S = B \cdot L = 0.15 \cdot 4.1 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$v = L/2 = 4.1/2 = 2.05 \text{ m}$$

❖ Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1275.45}{0.62} + \frac{1384.63 \cdot 2.05}{0.86} = 5357.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 5357.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1275.45}{0.62} - \frac{1384.63 \cdot 2.05}{0.86} = -1243.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -1243.39 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

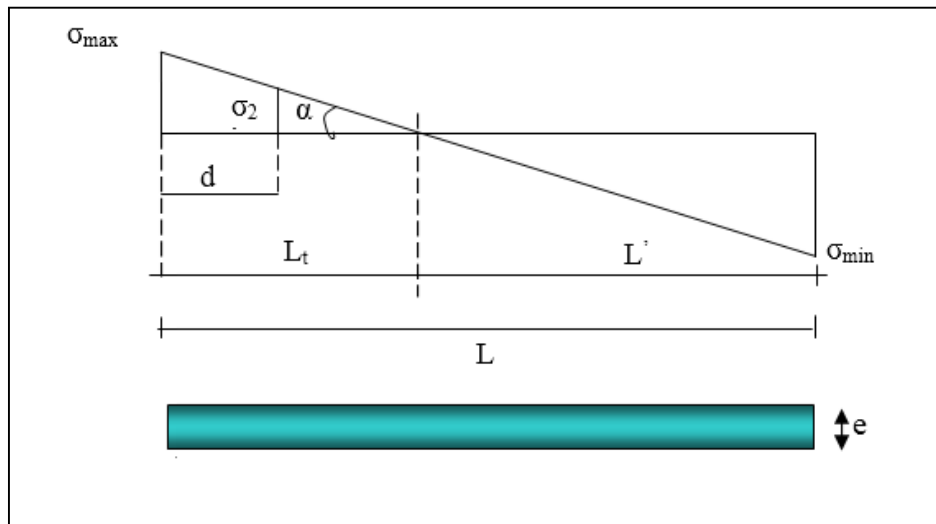


Figure .VI.6. Diagramme des contraintes.

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.1 \times \left(\frac{1243.39}{1243.39 + 5357.75} \right) = 0.77 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4.1 - 0.77 = 3.33 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e/2, (2/3) \times L') = 1.53 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

$$I' = e \cdot d^3 / 12 = (0.15 \times 0.77^3) / 12 = 0.0057 \text{ m}^4$$

$$v' = d/2 = 0.77/2 = 0.39 \text{ m}$$

$$S' = e \cdot d = 0.15 \times 0.77 = 0.12 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 74.60 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 9.09 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{9.09}{74.60} = 0.12 \text{ m} < h/6 = 0.51 \Rightarrow \text{S.P.C (section partiellement comprimé).}$$

$$\text{Soit : } c = 3 \text{ cm} \quad c' = 6 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.24 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1.59 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (74.60 \times 10^2 \times 1.59) / ((0.24 + 1.59) \times 400) = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (74.60 \times 10^2 \times 0.24) / ((0.24 + 1.59) \times 400) = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 16.20 + 2.45 = 18.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 18.65 / (2 \times 0.77) = 12.11 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

- Armatures minimales de RPA 99 :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0.20\% \ b \ L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 15 \times 77 = 2.31 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face}=2.31/(2 \times 0.77)=1.5\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

- **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min}=0.15\% \times b \times l=0.15\% \times 15 \times 410=9.23\text{cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face}=9.23/(2 \times 4.1)=1.13\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA})= \mathbf{12.11\text{cm}^2}.$$

En zone d'about :

$$\text{La longueur de zone d'about : } L/10=410/10=41\text{cm}$$

$$\text{L'espaceur entre les barres est } 10\text{cm, donc nombres des barres es } 41/10=4.1$$

On adapte : 4barres

$$4.1 \times 1.6=6.56\text{cm}^2 \Rightarrow 41-6.56/3=11.48\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA16=8.04\text{cm}^2}$$

En zone courant :

$$\text{La longueur de zone courant : } (L/10)2=82 \Rightarrow 410-82=328\text{cm}$$

$$\text{L'espaceur entre les barres est } 20\text{cm, donc nombres des barres es } 328/20=16.4$$

On adapte : 16barres

$$16.4 \times 1.2=19.68\text{cm}^2 \Rightarrow 328-19.68/15=20.55\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{16HA12=18.1\text{cm}^2}$$

- **Espaceur :**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1.5e, 30) \leq (1.5 \times 0.15 ; 30) =22.5\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t=20\text{cm}.$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta}=S_t/2=10\text{cm}.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.3. Résultat de ferrailage vertical

VOILE	V1	V2
Largeur e (m)	0.15	0.15
longueur L (m)	4.10	3.37
N_{max}(KN)	1275.45	995.14
M_{max}(KN.m)	1384.63	701.16
σ₁ (KN/m²)	5357.75	4405.31
σ₂ (KN/m²)	-1243.39	-502.81
L_T(m)	0.77	0.35

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

L'(m)	3.33	3.02
d(m)	1.53	2.01
N1(KN)	74.60	13.32
M1(KN.m)	9.09	0.75
As1+A's2 (cm2)	18.65	3.33
As (cm2/ml /face)	12.11	4.76
As RPA (cm2/ml /face)	1.5	1.5
As MIN (cm2/ml /face)	1.13	1.13
As max (cm2/face)	12.11	4.76
st d'about cm	10.000	10.000
st courante cm	20.000	20.000
armatures d'about cm	4Φ16	3Φ16
armatures courantes cm	16Φ12	15Φ12

VI.4.4.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a . 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 7.2.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

Exemple d'application :

Voiles : V_I

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (418.93 \times 10^3)) / (150 \times 3690) = 1.06 \text{ MPa}$$

—

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 1.06 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pas de reprise de bétonnage.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm}) \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99}).$$

Soit: $S_t = 20\text{cm}$.

Donc: $A_t = 1\text{cm}^2$

$$A_{t \text{ min(RPA)}} = 0.15\% \text{ e } h = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t \text{ cal}}; A_{\text{min rpa}}) = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ (cm}^2\text{/ml /face)} = 3.44 \text{ cm}^2$$

En adapte : **10HA10/ml/face**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau.VI.4. Résultat de ferrailage horizontal :

Voiles	VI	VII
h (m)	3.06	4.25
d (m)	3.69	3.03
b (m)	0.15	0.15
T (KN)	418.93	92.74
τ (MPa)	1.06	2.85
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	oui	oui
S_t (cm)	20	20
A_t	1.00	2.67
A_{tmin}	6.88	9.56
A_t (cm ² /ml)	3.44	4.78
Choix des barres/ (ml)	10HA10	13HA10

c-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Voile VI : L=4.1m donc on adapte 16HA8

Voile VII : L=3.37m donc on adapte 13HA8

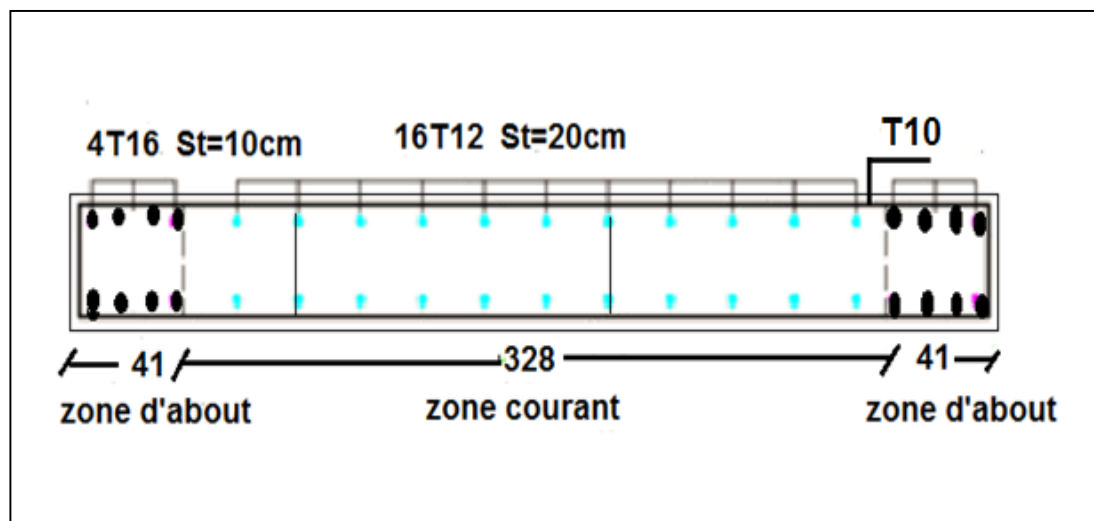


Figure .VI.7. Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.5. Les Fondations :

VI.5.1. Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle 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 d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.5.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être capable d'équilibrées :

➤ **Les sollicitations dues la superstructure qui sont :**

- Des forces verticales.
- Des forces obliques.
- Des forces horizontales.
- Des moments de flexion ou de torsion.

➤ **Les Sollicitations dues au sol qui sont.**

- Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
- Des forces obliques.

Les massifs de fondation doivent être Stable c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que ceux-ci sont admissible dans certaines limites.

VI.5.3. Différents types de fondations :

Les fondations sont classées suivant leur profondeur, il existe deux types de fondations :

✓ **Fondations superficielles :**

Les fondations superficielles sont mises en place en cas de sol de bonne portance, les Fondations superficielles peuvent être :

- Des semelles isolées
- Des semelles filantes (dans une seule direction ou deux directions)
- Un radier.

✓ **Fondations profondes :**

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante à une Profondeur en traversant des couches de qualité moindre, les fondations profondes peuvent être :

- Des pieux.
- Des puits.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

VI.5.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont :

- La nature de la structure (portiques ; voiles ; mixte ; ...).
- La nature du sol et sa capacité portante.
- L'économie et facilité de réalisation.

VI.5.5. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage–la portance du sol –l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées–filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \delta_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\delta_{sol}}$

Avec : δ_{sol} : Contrainte du sol, $\delta_{sol} = 1.8 \text{ bar}$

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison à L'ELS.

-Niveau -1.19 :

Tableau.VI.5. Efforts normaux et les moments appliqués sur les semelles sous poteaux

Poteau	N _{Ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
1	390.28	1.36
2	419.87	1.96
3	410.16	1.50
4	425.14	1.70
5	294.44	2.42
6	617.29	5.30
7	820.96	23.72
8	797.91	4.31

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

9	622.82	4.99
10	291.29	2.41
Total	5090.16	

❖ Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

a sur b : $A/B = a/b$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S = A^2$.

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\delta_{Sol}}$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

δ_{Sol} : Contrainte admissible du sol $\Rightarrow \delta_{Sol} = 1.80$ bars

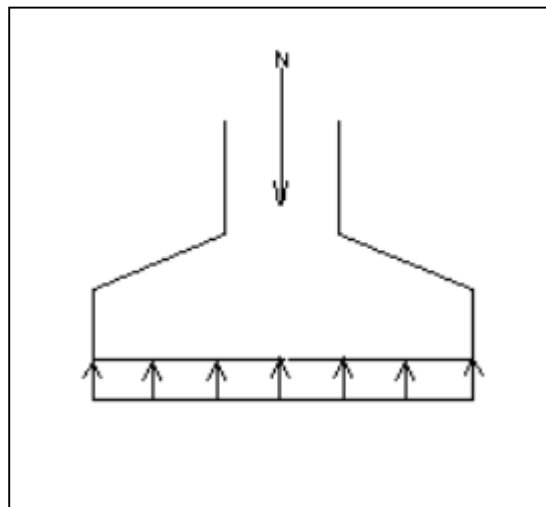


Figure.IV.8. Semelle isolée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum :

$$N_{Ser} = 820.96 \text{ KN}$$

$$S = 820.96/180 = 4.56 \text{ m}^2$$

$$A=B = (4.56)^{0.5} = 2.14 \text{ m.}$$

$$L_{min} = 3.25 \text{ m}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Il faut vérifier que $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux :

On a $1,5 \times B > L_{min} = 3,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CNV}$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

❖ Semelles Filantes :

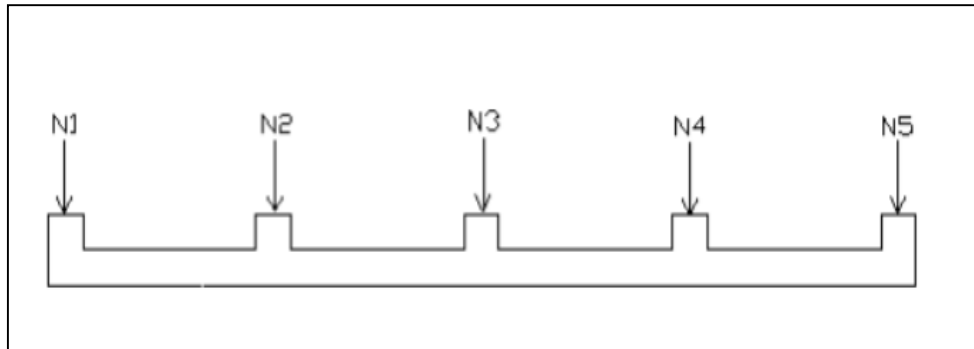


Figure.VI.9. Semelle filante

Tableau.VI.6. Sections des semelles filantes

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
A	1645.45	10.13	11.25	0.81	0.90
B	3444.71	19.64	17.85	1.07	1.10

On doit vérifier que :

$$\delta_{Sol} \geq \frac{N}{S} = 5090.16/29.77 = 170.98 < 180 \text{ KN/m}^2$$

Ou bien :

$$S_{semelles} < 50\% S_{batiment}$$

La surface totale du bâtiment est égale :

$$S_{batiment} = L_x * L_y = 17.85 * 10.45 = 186.53 \text{ m}^2.$$

$$S_{semelles} = 29.77 < 50\% S_{batiment} = 0.5 * 186.53 = 92.76 \text{ m}^2.$$

Il est donc recommandé d'opter un Semelle filante.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

-Niveau 0.00 :

Tableau.VI.7. Efforts normaux et les moments appliqués sur les semelles sous poteaux

Semelle	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KN.m)
1	296.84	1.92
2	804.53	1.74
3	892.48	0.75
4	1009.65	4.41
5	804.10	1.76
6	296.05	1.96
7	363.15	2.46
8	693.60	5.23
9	762.55	4.59
10	749.43	4.61
11	678.93	5.26
12	363.07	2.42
Total	7714.38	

Tableau.VI.8. Efforts normales et les moments appliqués sur les semelles sous voiles.

Semelle	Langueur	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KN.m)	B(m)	B*L (m ²)
539	4.10	763.26	1.03	1.10	4.55
610	4.10	762.25	1.75	1.10	4.55

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Semelle isolée :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum :

$$N_{Ser} = 1009.65 \text{ KN}$$

$$S = 1009.65/180 = 5.61 \text{ m}^2$$

$$A=B = (5.61)^{0.5} = 2.37 \text{ m}$$

$$L_{min} = 4.10 \text{ m}$$

Il faut vérifier que $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux :

On a $1,5 \times B > L_{min} = 4.10 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CNV}$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

❖ Semelles Filantes :

Tableau.VI.9. Sections des semelles filantes

Files	N (KN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
A	1423.26	8.6	8.6	0.92	1.00
B	1498.13	8.6	8.6	1.08	1.00
C	1655.03	9.46	8.6	1.07	1.10
D	1759.08	10.32	8.6	1.14	1.20
E	1483.03	8.6	8.6	0.96	1.00
F	1421.37	8.6	8.6	0.92	1.00

On doit vérifier que :

$$\delta_{Sol} \geq \frac{N}{S} = 9239.89/54.18 = 170.53 < 180 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Ou bien :

$$S_{semelles} < 50\% S_{batiment}$$

La surface totale du bâtiment est égale :

$$S_{batiment} = L_x * L_y = 17.85 * 10.45 = 186.53 \text{ m}^2.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$S_{\text{semelles}} = 54.18 < 50\% S_{\text{batiment}} = 0.5 * 186.53 = 93.27 \text{m}^2.$$

Il est donc recommandé d'opter un Semelle filante

VI.5.6. Dimensionnement du Semelle Filante :

- **Semelle au niveau -1.19 :**

Calcul la largeur de semelle :

Le portique le plus sollicitée :

$$B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{L \cdot \delta_{\text{Sol}}} = 3444.71 / 17.85 * 180 \Rightarrow B = 1.10 \text{m}$$

Calcul la hauteur utile (d) et la hauteur (h) :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d \geq \frac{1.10-0.4}{4} \Rightarrow d = 25 \text{cm}$$

$$h_t = d + 0.05 \text{m} = 0.25 + 0.05 \Rightarrow h_t = 30 \text{cm}$$

- **Semelle au niveau 0.00 :**

Calcul la largeur de semelle :

Le portique le plus sollicitée :

$$B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{L \cdot \delta_{\text{Sol}}} = 1759.08 / 8.6 * 180 \Rightarrow B = 1.20 \text{m}.$$

Calcul la hauteur utile (d) et la hauteur (h) :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d \geq \frac{1.20-0.4}{4} \Rightarrow d = 30 \text{cm}.$$

$$h_t = d + 0.05 \text{m} = 0.30 + 0.05 \Rightarrow h_t = 35 \text{cm}.$$

VI.5.7. Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant.

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{N_{\text{ser}}}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{\text{lim}}$$

N_{ser} : l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle

$\tau_{\text{lim}} = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\text{lim}} = 0.045 \times 25 / 1.5 = 0.75 \text{MPa} = 750 \text{KN} / \text{m}^2$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

- **Semelle au niveau -1.19 :**

$$\tau = \frac{820.96}{2 \times 0.30} \left[1 - \left(0.4 + \frac{5 \times 0.30}{3} \right) / 1.1 \right] = 124.39 \text{KN/m}^2 < 750 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Semelle au niveau 0.00 :**

$$\tau = \frac{1009.65}{2 \times 0.35} \left[1 - \left(0.4 + \frac{5 \times 0.35}{3} \right) / 1.20 \right] = 20.03 \text{KN/m}^2 < 750 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5.8. Vérification des semelles sous l'effort de la force sismique :

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

- (1) 0,8G+E \longrightarrow Pour la vérification de la stabilité de la semelle
- (2) G+Q+E \longrightarrow Pour la vérification des contraintes dans le sol.

1. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA (article 10,1, 5) on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{B}{4} \geq e$$

- **Semelle au niveau -1.19 :**

$$\text{Tel que : } e = \frac{M}{N} = \frac{38.66}{5333.12} = 0.007 \text{m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.007 \leq \frac{1.10}{4} = 0.275 \quad \Rightarrow \text{ Pas risque de renversement.}$$

- **Semelle au niveau 0.00 :**

$$\text{Tel que : } e = \frac{M}{N} = \frac{268.23}{11610.30} = 0.023 \text{m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.023 \leq \frac{1.20}{4} = 0.30 \quad \Rightarrow \text{ Pas risque de renversement.}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

2. La vérification des contraintes dans le sol (combinaison G+Q+E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{B.L} \pm \frac{6.M}{B.L^2}$$

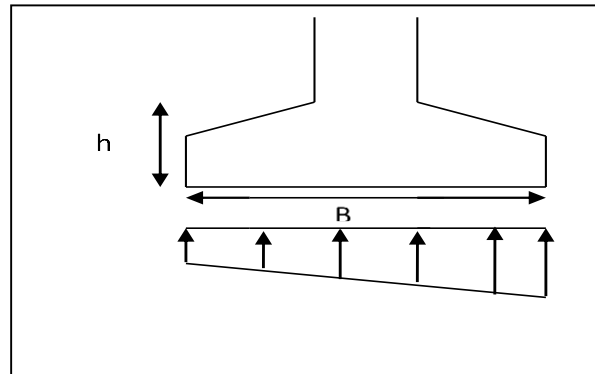


Figure VI.10. Diagramme des contraintes

- **Semelle au niveau -1.19 :**

$$\sigma_1 = \frac{3120.02}{1.10 \times 17.85} + \frac{6 \times 23.69}{1.10 \times 17.85^2} = 159.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3120.02}{1.1 \times 17.85} - \frac{6 \times 23.69}{1.1 \times 17.85^2} = 158.49 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \delta_{\text{Sol}}$$

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3 \times 159.31 + 158.49}{4} = 159.11 \leq \delta_{\text{Sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Semelle au niveau 0.00 :**

$$\sigma_1 = \frac{1767.12}{1.2 \times 8.6} + \frac{6 \times 29.23}{1.2 \times 8.6^2} = 173.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1767.12}{1.2 \times 8.6} - \frac{6 \times 29.23}{1.2 \times 8.6^2} = 169.27 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \delta_{\text{Sol}}$$

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3 \times 173.21 + 169.27}{4} = 172.23 \leq \delta_{\text{Sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.5.9. Ferrailage des semelles :

Pour calculer les armatures on utilise la méthode de bielles :

- ❖ **Semelle au niveau -1.19 :**

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

-Nappe inférieure // B :

$$A_{S//B} \geq \frac{N'_u(B-b)}{8df_e/\gamma_S}$$

$$N'_u = P_{u1} + P_{u2}$$

$$P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{3444.71}{17.85} = 192.98 \text{ KN.}$$

N_u : Effort ultime du fil le plus sollicitée.

P_{u2} = poids de terre + poids des semelles.

- poids de terre = $\gamma \times S \times D' = 18 \times 1.10 \times 17.85 \times 1 = 353.43 \text{ KN}$
- poids des semelles = $25 \times B \times L \times h_{tot} = 25 \times 1.1 \times 17.85 \times 0.3 = 147.26 \text{ KN}$

$$P_{u2} = 353.43 + 147.26 = 500.69 \text{ KN}$$

Donc : $N'_u = 192.98 + 500.69 = 693.67 \text{ KN.}$

$$A_{S//B} \geq \frac{693.67 \times 10^3 (1.10 \times 10^3 - 400)}{8 \times 250 \times 347.82} \Rightarrow A_{S//B} = 6.98 \text{ cm}^2$$

On adapte : **7HA12 = 7.92 cm².**

-Nappe supérieure \perp B :

$$A_{S\perp B} = \frac{A_{S//B}}{4} \times B$$

$$A_{S\perp B} = \frac{7.92}{4} \times 1.10 \Rightarrow A_{S\perp B} = 2.18 \text{ cm}^2$$

-Section minimal : D'après BAEL 91

Pour : Fe E 400 $\Rightarrow A_{S\min} \geq 2 \text{ cm}^2$

On choisit : **6HA8 = 3.02 cm².**

-Espacement :

$$S_t = \text{Max}(6\phi + 6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm.}$

-Disposition constructives :

- ✓ Enrobage des aciers $\geq 3 \text{ cm}$
- ✓ Ancrage :

$$I_s = 40\phi \text{ Pour Fe E 400}$$

$$I_s = 50\phi \text{ Pour Fe E 500}$$

On à Fe E 400 Donc : $I_s = 40\phi \Rightarrow I_s = 40 \times 12 = 48 \text{ cm.}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

✓ Arrêts des barres :

$$B/4=27.5 \text{ cm} < I_s = 48\text{cm}$$

Donc : les barre avec crochets 120° ou 135°

Armature du chainage :

$$\text{Recouvrement} \geq 35\phi = 28\text{cm}$$

❖ Semelle au niveau 0.00 :

Nappe inférieure // B :

$$A_{S//B} \geq \frac{N_u(B-b)}{8df_e/\gamma_s}$$

$$N'_u = P_{u1} + P_{u2}$$

$$P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{1759.08}{8.60} = 204.54\text{KN.}$$

N_u : Effort ultime du fil le plus sollicitée.

P_{u2} = poids de terre + poids des semelles.

- poids de terre = $\gamma \times S \times D' = 18 \times 1.2 \times 8.6 \times 1 = 185.76\text{KN}$
- poids des semelles = $25 \times B \times L \times h_{tot} = 25 \times 1.20 \times 8.6 \times 0.35 = 90.30\text{KN}$

$$P_{u2} = 185.76 + 90.3 = 276.06\text{KN}$$

Donc : $N'_u = 204.54 + 276.06 = 480.60\text{KN.}$

$$A_{S//B} \geq \frac{480.60 \times 10^3 (1.20 \times 10^3 - 400)}{8 \times 300 \times 347.82} \Rightarrow A_{S//B} = 4.61\text{cm}^2$$

On adapte : **5HA12=5.65cm².**

Nappe supérieure ⊥ B :

$$A_{S\perp B} = \frac{A_{S//B}}{4} \times B$$

$$A_{S\perp B} = \frac{5.65}{4} \times 1.20 \Rightarrow A_{S\perp B} = 1.70\text{cm}^2$$

Section minimale : D'apre BAEL 91

$$\text{Pour : Fe E 400} \Rightarrow A_{S\text{min}} \geq 2\text{cm}^2$$

On choisit : **4HA8=2.01cm².**

-Espacement :

$$S_t = \text{Max}(6\phi + 6 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm.}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

-Disposition constructives :

✓ **Enrobage des aciers** $\geq 3\text{cm}$

✓ **Ancrage :**

$$I_s = 40\emptyset \text{ Pour Fe E 400}$$

$$I_s = 50\emptyset \text{ Pour Fe E 500}$$

$$\text{Fe E 400 Donc : } I_s = 40\emptyset \Rightarrow I_s=40*12=48\text{cm}$$

✓ **Arrêts des barres :**

$$B/4=30.00 \text{ cm} < I_s = 48\text{cm.}$$

Donc : les barre avec crochets 120° ou 135°

✓ **Armature du chaînage :**

$$\text{Recouvrement} \geq 35\emptyset = 28\text{cm}$$

Tableau.VI.10. Résultat de ferrailage des semelles filantes

Semelle	B(m)	d(m)	h(m)	Ax	Ay	Ferrailage	
						// B	\perp B
Niveau -1.19	1.10	0.25	0.30	6.98	2.18	7HA12	6HA8
Niveau 0.00	1.20	0.30	0.35	4.61	2.00	5HA12	4HA8

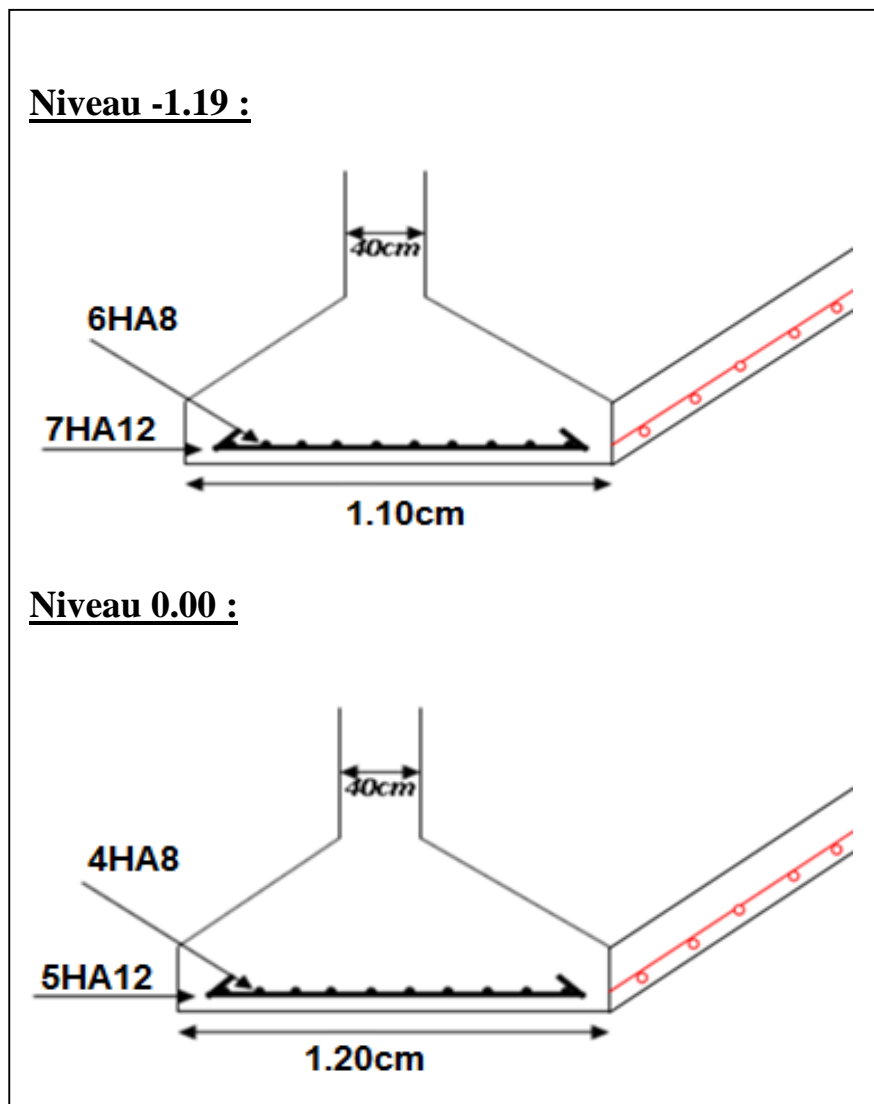


Figure.VI.11. Schéma de ferrailage des semelles

VI.5.10. Poutre de redressement :

1. Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de redressement est généralement noyée dans la semelle.

2. Dimensionnement de Poutre de redressement :

La hauteur (h) est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{450}{9} = 50 \leq h \leq \frac{450}{6} = 75$$

On adapte : $h=70$ cm

$$b=40\text{cm}$$

3. Calcul de ferrailage :

b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s
40	70	63	14.17	1.5	1.15

E.L.U :

- **Armature longitudinale :**

- ❖ **En travée : $M_t = 32.74\text{KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{32.74 \times 10^6}{14.17 \times 400 \times 630^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.018 \\ Z = 625.46 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{32.74 \times 10^6}{347.82 \times 625.46} = 1.50 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **En appui : $M_a = 87.51 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{87.51 \times 10^6}{14.17 \times 400 \times 630^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.039 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.05 \\ Z = 617.4 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\delta_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{87.51 \times 10^6}{347.82 \times 617.4} = 4.08 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

Selon BAEL91 le pourcentage minimal des aciers tendus d'une section fléchée est de

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 400 \times 630 \times \frac{2.1}{400} = 3.04 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 3.04 \text{cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_{Pm} \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{Pm} \geq 0.001 \times 40 \times 63 = 2.52 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\text{min}}, A_{\text{pm}})$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{pm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.50	3.04	2.52	3.04	6HA12 = 6.79
Appui	4.08	3.04	2.52	4.08	6HA12 = 6.79

- **Armature transversale :**

-Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant maximal est donné à l'ELU : $V_{\text{umax}} = 86.71 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{86.71 \times 10^3}{400 \cdot 630} = 0.34 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Choix des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = 12 \text{mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{700}{35} = 20 \text{mm} \\ \frac{B}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{mm} \end{cases}$$

Nous prenons $\phi_t = 12 \text{mm}$.

$$A_t = \frac{AS}{4} = 1.69 \text{cm}^2$$

On adapte : $2\phi 10$

-L'espacement des cadres :

On détermine l'espacement des armatures transversales par la relation émise dans le (Art.5.1.2.3) du CBA93 et qui est la suivante :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow \min (0.9 \times 63 ; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

Donc : $S_t = 20\text{cm}$

E.L.S :

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = 1.55 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = 1.55 \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

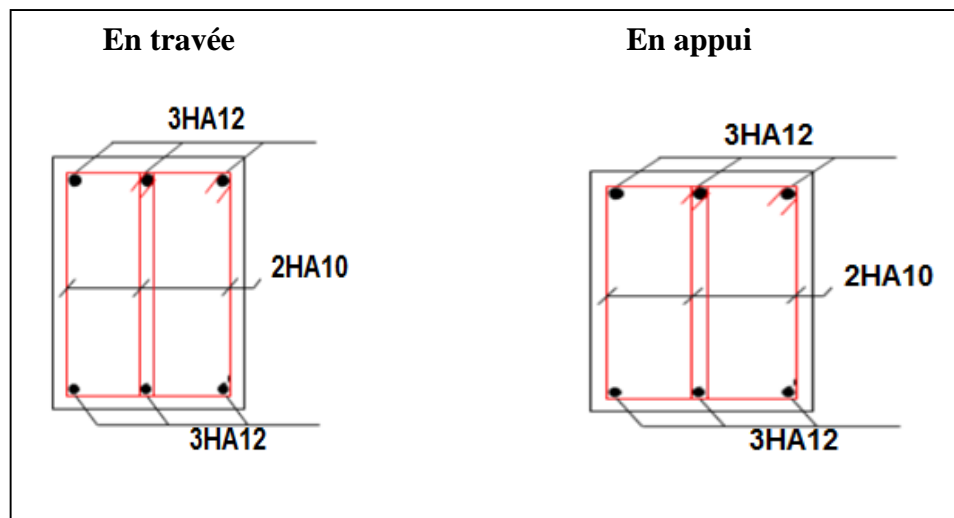


Figure.VI.12. Schéma de ferrailage des poutres de redressement

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous Les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

-Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA99 v 2003.

-L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au Pré dimensionnement.

-Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

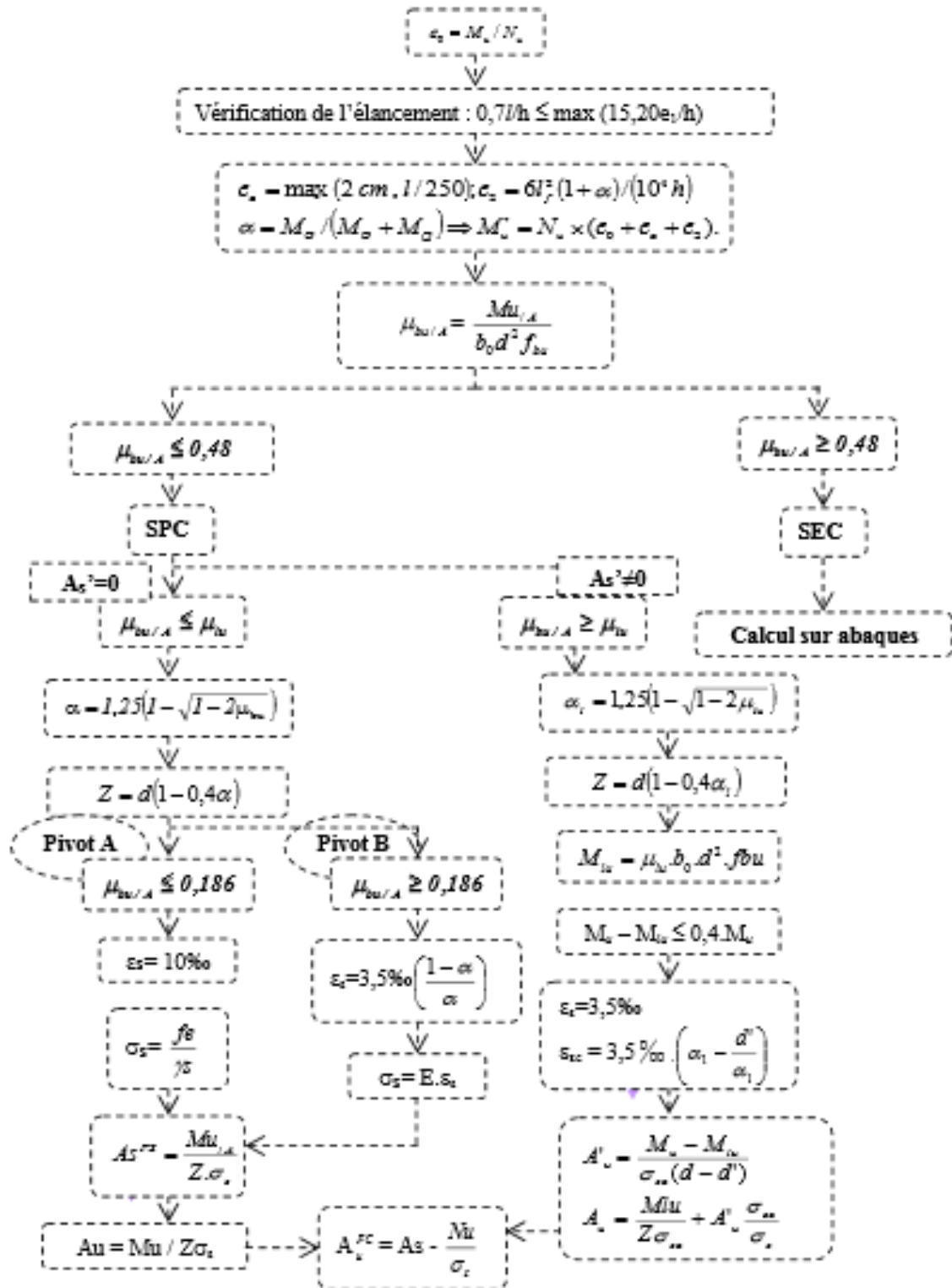
L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)

-Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et Servira pour les promotions à venir.

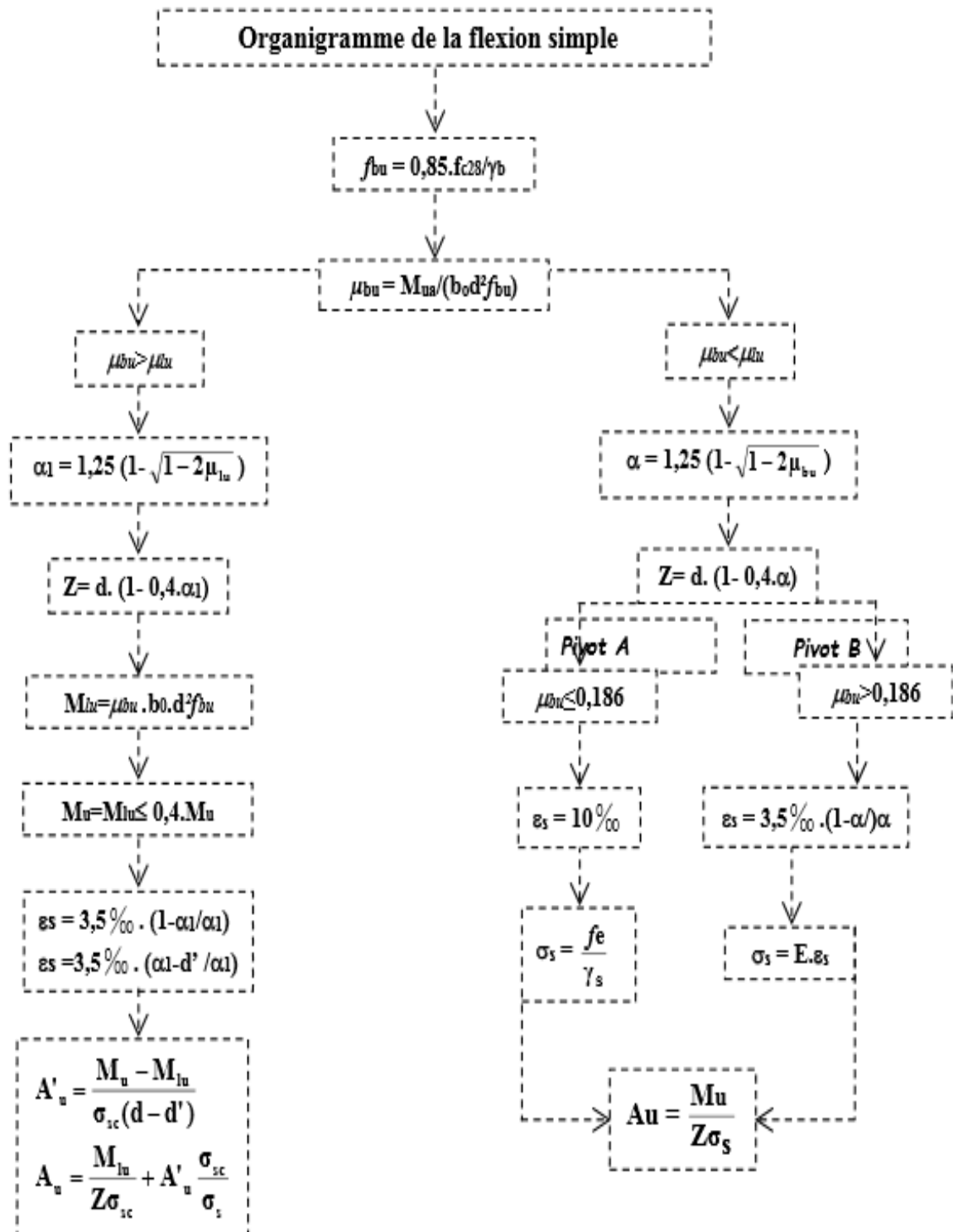
Annexe 01 :

Flexion composée



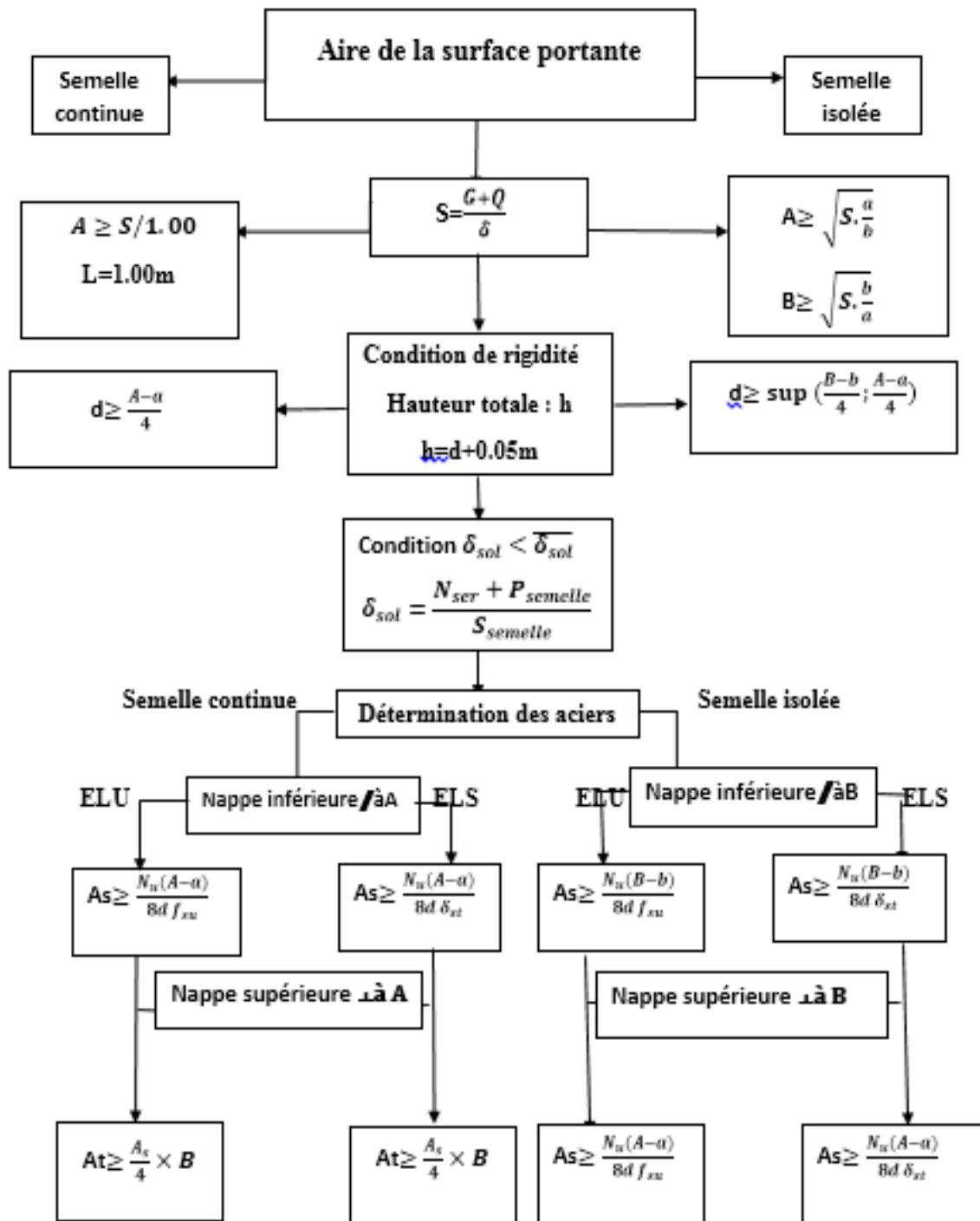
Annexe 02 :

Flexion simple



Annexe 03 :

Méthode des bielles



Annexe 04 :

Section d'armature

Section totale d'acier en cm ²										
Diamètres	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.31	13.85	15.39
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66

Annexe 05 :

Plan de RDC

