

REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE « SAAD DAHLEB » BLIDA

جامعة سعد دحلب البليدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DU MASTER 2 EN GENIE CIVIL

Option :

Structure Réparation Et Cout De Construction

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
(RDC+ MEZZANINE+8ETAGES+1S.S)
CONTREVENTE PAR DES VOILES ET PORTIQUE
EN BETON ARME**

Promoteur :

Professeur ABED.M

Réalisé par :

*M^{lle}. ADOUANE Kahina
Mr. ARIBA Oussama*

-Promotion 2013-

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chères sœurs Imene , Meriem et Asmaa.

A mon cher frère Mouad

A Islam Sidali et Khaled ainsi qu'à Manel

A Sarah

A tous les enseignants du département de Génie Civil qui nous ont soutenus et aidés dans notre travail

Au Pr. ABED mon promoteur pour l'aide scientifique et morale qu'il a su m'apporter.

A mon binôme et amie Kahina, ainsi qu'à tous mes amis.

A toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin à cet ouvrage trouvent ici ma plus vive reconnaissance.

Oussama.

Dédicace

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qu'il m'a toujours apporté.

A mes frères Fateh et Hossem.

A ma sœur : Salima qui m'a beaucoup aidée.

A mes oncles et mes tantes.

A mes cousines Ilem, Missa, Leila, Aida, Assia, Bouchra,

A mes cousins fares, Dhiaae, ahmed,

Une spéciale dédicace à mon ami, mon frère et mon binôme Oussama.

A mes meilleurs amies que j'aime : Roukaia, Hamida.

Sans oublier Yasmine, Hana, wissem,.....et à toute la promotion 2013.

Kahina.

Remerciements

Avant tout développement sur ce projet, il apparaît opportun de commencer ce mémoire par des remerciements.

A Allah, le clément et miséricordieux, dont la grâce nous permet de présenter notre travail.

A ceux qui nous ont beaucoup appris, et même à ceux qui ont eu la gentillesse de faire de ce travail un moment très profitable.

Au Pr. ABED notre promoteur, qui n'a ménagé aucun effort pour nous guider et nous orienter dans la réalisation de notre projet. Nous vous resterons éternellement reconnaissant pour vos sages conseils et votre rigueur dans le travail. Nous osons espérer que cela, dépeindra sur nous et notre travail dans la nouvelle carrière qui est entrain de se mettre en place.

On remercie également l'ensemble Des enseignants du département de Génie Civil pour les conseils qu'ils ont pu nous prodiguer au cours de ce travail.

Au travers de cette convivialité, on a pu comprendre que l'activité est plus performante dans une atmosphère chaleureuse et bienveillante.

Enfin on remercie fortement tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

RESUME

Ce projet a pour finalité le calcul et l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un S.S+ RDC+Mezzanine+8étages se situant dans la région de TIZI OUZOU classée zone IIa conformément au règlement parasismique Algérien

(RPA 99 modifié en 2003).

L'étude ainsi que l'analyse du modèle de ce bâtiment ont été établies par le logiciel

SAP 2000 V14.2.2.

Le pré-dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été fait conformément aux normes et règles mises en place dans le ***BAEL91 Modifié 99, CBA93,***

RPA99 version2003.

Un remaniement architectural a été établis pour la mise en place d'un modèle réglementaire.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles.

Socotec est le logiciel qui a été utilisé pour le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres).

L'étude des éléments de l'infrastructure c.-à-d. les fondations, est aussi incluses dans

le mémoire.

SUMMARY

This project purpose is the calculation and the study of a building for residential use consisting of a ground floor + mezanine+eight (8)floors, located in the region of TIZIOUZOU classified area IIa in accordance to the Algerian Earthquake Regulation ***(RPA 99 modifié en 2003)***.

The study and analysis of this project model have been established by the software ***SAP 2000 V14.2.2***.

The Pre-sizing and reinforcement of all resistant elements have been made in accordance with the standards and rules established in ***BAEL91 Modified 99, CBA93, RPA99 version2003***.

An architectural redesign has been established for the implementation of a regulatory model.

The stability of the structure is insured by beams, poles and sails.

Socotec is the software that was used for reinforcement of structural elements (poles, beams).

The study of infrastructure elements i.e: foundations, is also included in the memory

ملخص

يهدف هذا المشروع الى حساب و دراسة مبنى للاستخدام السكني يتألف من طابق تحت أرضي+ طابق أرضي+ طابق ثانوي+ ثمانية طوابق.

يتم إنجازه بولاية تيزي وزو المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **(RPA99 version 2003)**.

وقد تمت الدراسة الحركية بواسطة برنامج الي **(SAP 2000)**.

تحديد الأبعاد تعزيز و تسليح كل العناصر المقاومة للمبنى صمموا طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر **(RPA 99 modifier en 2003, BAEL 91 modifier 99)**.

وقد تم تغيير بعض المخططات المعمارية لتسهيل عملية وضع الجدران المركزية المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

للتحقق من نتائج التسليح إستعنا بالبرنامج الألي المتطور **SOCOTEC**

كما تضمن المشروع دراسة البنية التحتية للمبنى

SOMMAIRE

Remercîments

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Les plans d'architecture

INTRODUCTION GENERALE

**CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX**

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié.....	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	3
I.2.2. Classification de l'ouvrage selon leur configuration.....	3
I.3. Conception de l'ouvrage	5
I.3.1. Ossature de l'ouvrage.....	5
I.3.2. Classification du l'ouvrage.....	5
I.3.3. Les planchers.....	6
I.3.4. Maçonnerie.....	6
I.3.5. Escaliers.....	6
I.3.6. Local d'ascenseur.....	7
I.3.7. Acrotère.....	7
I.4. Caractéristiques mécanique des matériaux.....	7
I.4.1. Le Béton.....	7
I.4.2. L'acier.....	12
I.5. Hypothèses de calcul.....	15
1.5.1. État limite ultime (ELU).....	15
1.5.2. État limite de service (ELS).....	15

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction.....	17
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	17
II.2.1. Plancher en corps creux.....	17
II.2.2. Plancher en dalle pleine.....	17
II.3. Pré dimensionnement des balcons.....	19
II.4. Pré dimensionnement des escaliers.....	19
II.4.1. Pré dimensionnement des marches droites.....	20
II.4.2. Pré dimensionnement des marches balancées	21
II.5. Evaluation des charges et surcharges.....	22
II.5.1. Plancher terrasse inaccessible.....	22
II.5.2. Plancher étage courant (1er au 8 ^{ème} étage).....	23
II.5.3. Plancher RDC et Mezzanine.....	23
II.5.4. Plancher de la terrasse accessible.....	24
II.5.5. Maçonnerie	24
II.5.6. Balcons.....	25
II.5.7. Escaliers.....	25
II.5.8. Acrotère.....	26
II.6. Pré dimensionnement des éléments résistants.....	27
II.6.1. Les Poutres.....	27
II.6.1.1. Poutres principales (porteuses).....	28
II.6.1.2. Poutres secondaires (non porteuses).....	29
II.6.2. Les poteaux.....	30
II.6.2.1. Poteau central.....	35
II.6.2.2. Poteau d'Angle.....	39
II.6.2.3. Poteau de rive.....	44
II.6.3. Les voiles.....	47

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. ACROTÈRE.....	51
III.1.1. Introduction.....	51
III.1.2. Evaluation des charges.....	51

III.1.3. Calcul des efforts.....	52
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	53
III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 ».....	54
III.1.6. Armatures de répartitions.....	55
III.1.7. Vérification à L'E.L.S.....	55
III.1.8. Vérification des contraintes.....	57
III.2. BALCON.....	59
III.2.1. Introduction.....	59
III.2.2. Evaluation des charges.....	59
III.2.3. Schéma Statique.....	59
III.2.4. Combinaison des charges.....	60
III.2.5. Calcul des efforts internes.....	6
III.2.6. Diagramme des efforts internes.....	60
III.2.7. Calcul de ferrailage.....	61
III.2.8. Vérifications nécessaires.....	62
III.3. ESCALIER.....	64
III.3.1. Introduction.....	64
III.3.2. Evaluation des charges.....	64
III.3.3. Combinaison des charges.....	65
III.3.4. Calcul des moments.....	65
III.3.5. Calcul des armatures.....	65
III.3.6. Vérifications.....	67
III.3.6.1. Vérification à l'ELU.....	67
III.3.6.2. Vérification à l'E.L.S.....	68

CHAPITRE IV: ETUDE DES PLANCHERS

IV.1. Introduction.....	73
IV.2. Plancher à corps creux.....	73
IV.2.1. Etude des poutrelles.....	74
IV.2.2. Etude de la dalle de compression.....	91
IV.3. Plancher En Dalle Pleine.....	93
IV.3.1. Méthode de calcul.....	93
IV.3.2. Calcul des planchers de RDC et Mezzanine.....	94

IV.3.3. Calcul des planchers de la terrasse accessible.....	103
---	-----

CHAPITRE V: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE SISMIQUE.

V.1. Introduction.....	112
V.2. Présentation et choix de la méthode de calcul.....	112
V.2.1. Méthode statique équivalente.....	113
V.2.2. Méthode modale spectrale.....	115
V.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	116
V.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....	122
V.5. Résultats de calcul.....	123
V.5.1. Bloc A.....	123
V.5.1.1. Modèle initial.....	123
V.5.1.2. Modèle final.....	130
V.5.2. Bloc B.....	139
V.5.2.1. Modèle initial.....	139
V.5.2.2. Modèle final.....	143
V.6. Conclusion.....	149
V.7. Justification de la largeur des joints sismiques.....	149

CHAPITRE VI: ÉTUDE THERMIQUE

VI.1. Introduction.....	152
VI.2. Effet de la température.....	152
VI.2. Constatation.....	152

CHAPITRE VII: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

VII.1. Introduction.....	154
VII.2. Ferrailage des poteaux.....	154
VII.2.1. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	154
VII. 2. 1. 1. Combinaisons d'actions.....	155
VII. 2. 1. 2. Recommandations selon RPA 99.....	156
VII. 2. 1. 3. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux.....	156

VII. 2. 1. 4. Choix des armatures.....	162
VII. 2. 1. 5. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	162
VII. 2. 1. 6. Vérification de l'effort tranchant.....	164
VII.2.2. Ferrailage transversales des poteaux.....	165
VII.3. Ferrailage des poutres.....	170
VII.3.1. Ferrailage longitudinal des poutres.....	170
VII.3.1.1. Recommandation du <i>RPA99 Version 2003</i>	171
VII.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	171
VII.3.1.3. Choix des armatures.....	174
VII.3.1.4. Condition de non fragilité.....	174
VII.3.1.5. Vérification vis a vis de l'ELS.....	175
VII.3.1.6. Vérification de l'effort tranchant.....	176
VII.3.1.7. Recouvrement des armatures longitudinales.....	178
VII.3.2. Calcul des armatures transversales.....	178
VII.3.3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	179
VII.3.4. Arrêt des barres.....	183
VII.3.5. Vérification de la flèche.....	183
VII.4. Ferrailage des voiles.....	188
VII.4.1. Introduction.....	188
VII.4.2. Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.....	188
VII.4.2.1. Introduction au ferrailage des voiles.....	188
VII.4.2.2. Méthode utilisée pour le ferrailage du voile.....	190
VII.4.2.3. Préconisations du règlement parasismique Algérien.....	193
VII.4.2.4. Calcul des armatures.....	195

CHAPITRE VIII: ÉTUDE DU SOL

VIII.1. Introduction.....	211
VIII.2. Reconnaissance géotechnique.....	211
VIII.2.1. Essais in situ.....	211
VIII.2.2. Essais de laboratoire.....	212
VIII.3. Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques.....	217
VIII.4. Capacité portante du sol.....	218

CHAPITRE IX: ÉTUDE DES FONDATIONS

IX.1. Introduction.....	222
IX.2. Etude des fondations.....	222
IX.2.1. Classification des fondations.....	222
IX.2.2. Choix du type de fondation.....	223
IX.2.3. Les efforts normaux revenant au sous sol.....	224
IX.2.4. Semelles isolées.....	225
IX.2.5. Semelles filantes.....	227
IX.2.6. Semelles filantes croisés.....	229
IX.2.6.1. Dimensionnement des semelles filantes croisées.....	231
IX.2.6.2. Ferrailage des semelles.....	231
IX.2.7. Calcul des nervures.....	232
IX.2.7.1. Hauteur des nervures.....	233
IX.2.7.2. Ferrailage des nervures.....	234
IX.3. Etude du voile périphérique.....	240
IX.3.1. Introduction.....	240
IX.3.2. Pré dimensionnement.....	240
IX.3.3. Évaluation des charges.....	241
IX.3.4. Effort dans la dalle.....	242
IX.3.5. Calcul du ferrailage.....	242
IX.3.6. Condition de non fragilité.....	243
IX.3.7. Vérification de l'effort tranchant.....	243
IX.3.8. Vérification à l'ELS.....	244

COCLUSION GENERALE

Liste des symboles

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

- **Figure I.1** : Vue du Projet.
- **Figure I.2** : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU.
- **Figure I.3** : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS.
- **Figure I.4** : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

- **Figure II.1** : escalier balancé.
- **Figure II.2** : Dimensions de l'Acrotère.
- **Figure II.3** : Dimensions d'une poutre.
- **Figure II.4** : Coupe de voile en élévation.
- **Figure II.5** : Coupes de voiles en plan.

- **Figure III.1** : Sollicitations de l'acrotère.
- **Figure III.2** : Section de calcul de l'acrotère.
- **Figure III.3** : Caractéristique géométrique de la section de l'acrotère.
- **Figure III.4** : Ferrailage de l'acrotère.
- **Figure III.5** : Schéma statique du balcon.
- **Figure III.6** : Diagramme des efforts internes a ELU.
- **Figure III.7** : Diagramme des efforts internes a ELS.
- **Figure III.8** : Ferrailage de balcon.
- **Figure III.9** : Ferrailage d'escalier.

- **Figure IV.1** : Coupe du plancher en corps creux.
- **Figure IV.2** : Corps creux.
- **Figure IV.3** : Dimension de la poutrelle.
- **Figure IV.4** : Ferrailages des poutrelles (Bloc A et B).
- **Figure IV.5** : Ferrailage de la dalle de compression (Bloc A et B).
- **Figure IV.6** : Plancher des dalles pleines.

- **Figure IV.7** : Ferrailage de la dalle pleine (Bloc A et B).
- **Figure IV.8** : Plancher des dalles pleines.
- **Figure IV.9** : Ferrailage de la terrasse accessible (Bloc A et B).

- **Figure V.1** : Vue en 3D du modèle initial Bloc A.
- **Figure V.2** : Vue en plan du modèle final Bloc A.
- **Figure V.3** : Vue en 3D du modèle final Bloc A.
- **Figure V.4** : Vue en 3D du modèle initial Bloc B.
- **Figure V.5** : Vue en plan du modèle final Bloc B.
- **Figure V.6** : Vue en 3D du modèle final Bloc B.

- **Figure VII.1** : Ferrailage des poteaux.
- **Figure VII.2** : Arrêt des barres.
- **Figure VII.3** : Ferrailage des poutres principales.
- **Figure VII.4** : Ferrailage des poutres secondaire.
- **Figure VII.5** : Voile sollicité en flexion composée.
- **Figure VII.6** : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.
- **Figure VII.7** : Schéma de la disposition des armatures dans les voiles.
- **Figure VII.8** : Schéma de 1^{er} type des voiles.
- **Figure VII.9** : Ferrailage de 1^{er} type des voiles.
- **Figure VII.10** : Schéma de 2^{eme} type des voiles.
- **Figure VII.11** : Ferrailage de 2^{eme} type des voiles.
- **Figure VII.12** : Schéma des voiles avec ouvertures.
- **Figure VII.13** : Ferrailage de linteaux.

- **Figure IX.1** : Semelle isolée sous poteau.
- **Figure IX.2** : Semelle filante transversales.
- **Figure IX.3** : Semelle filante longitudinales.
- **Figure IX.4** : Dimensions d'une nervure.
- **Figure IX.5** : Ferrailage des nervures.
- **Figure IX.6** : Ferrailage de voile périphérique.

LISTE DES SYMBOLES

- A_s : section d'acier comprimée (cm²).
- A : coefficient d'accélération de zone.
- A_t : Section d'armatures transversales (cm²).
- α : coefficient réducteur.
- ε_s : Allongement relatif de l'acier (cm).
- B : Aire d'une section de béton (cm²).
- Br : section réduite d'un poteau (cm²).
- β : Coefficient de pondération.
- C : Cohésion.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- E_{ij} : Module de déformation instantané (MPa).
- E_{vj} : Module de déformation différée du béton (MPa).
- e : Epaisseur (m).
- F : Force concentrée (KN).
- f_{cj} : Résistance à la compression à j jours (MPa).
- f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (MPa).
- f_e : limite élastique de l'acier (MPa).
- f_i : La flèche due aux charges instantanées (cm).
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée (cm).
- Δf_t : Flèche totale (cm).
- \bar{f} : Flèche admissible (cm).
- ϕ : Diamètre des armatures (mm) , mode propre.
- φ : Angle de frottement (°).
- G : Charges permanentes (KN/m²).
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81N$).
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier.
- γ_d : Poids volumique sèche.

γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 h_e : hauteur d'étage (m).
 i : rayon de giration (m).
 I : moment d'inertie (cm⁴).
 K : Coefficient de raideur de sol.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique (%).
 L_{max} : Longueur maximale (m).
 L_{min} : longueur minimale (m).
 λ : élancement d'EULER.
 l_f : longueur de flambement (m).
 M_0 : Moments isostatiques (KN.m).
 M_a : Moments sur appuis (KN.m).
 M_t : Moments en travées (KN.m).
 M_u : Moment à l'état limite ultime (KN.m).
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service (KN.m).
 η : Coefficient de fissuration ; Facteur de correction d'amortissement.
 N_u : effort normal ultime (compression) (KN).
 N_{ser} : effort normal à l'ELS (KN).
 n : coefficient d'équivalence.
 Q : Charge d'exploitation (KN/m²).
 Q : Facteur de qualité.
 \bar{q} : Capacité portante admissible.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 S_t : Espacement (cm).
 S_c : Tassement oedométrique (cm).
 S_c^{adm} : Tassement admissible (cm).
 S_r : Degré de saturation.
 σ_{bc} : Contrainte de béton en compression (MPa).
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier (MPa).
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier (MPa).
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton (MPa).
 σ_{sol} : Contrainte du sol (MPa).

σ_m : Contrainte moyenne (MPa).

T : Effort tranchant (kN).

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement (MPa).

$T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (s).

ν : Coefficient de poisson.

W : Poids de la structure (KN).

W_{sat} : Teneur en eau saturé.

W_L : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

LISTE DES TABLEAUX

- **Tableau I.1** : Caractéristiques des Aciers.

- **Tableau II.1** : Loi de dégression des charges.
- **Tableau II.2** : Descente des charges du poteau central.
- **Tableau II.3** : Pré dimensionnement des poteaux centraux.
- **Tableau II.4** : Descente des charges du poteau d'angle.
- **Tableau II.5** : Pré dimensionnement des poteaux d'angle.
- **Tableau II.6** : Pré dimensionnement des poteaux de section circulaire du RDC.
- **Tableau II.7** : Descente des charges du poteau de rive.
- **Tableau II.8** : Pré dimensionnement des poteaux de rive.
- **Tableau II.9** : Sections finales des poteaux.

- **Tableau III.1** : Combinaison des charges.
- **Tableau III.2** : Calcul des efforts internes.
- **Tableau III.3** : Ferrailage du balcon.
- **Tableau III.4** : Vérification des contraintes du balcon.
- **Tableau III.5** : Tableau récapitulatif des moments.
- **Tableau III.6** : Calcul du ferrailage.
- **Tableau III.7** : Vérification à l'E.L.S.
- **Tableau III.8** : Vérification de la flèche de l'escalier.

- **Tableau IV.1** : Moments isostatique des travées à l'ELU.
- **Tableau IV.2** : Moments sur appuis à l'ELU.
- **Tableau IV.3** : Moments en travées à l'ELU.
- **Tableau IV.4** : Moments isostatique des travées à l'ELS.
- **Tableau IV.5** : Moments sur appuis à l'ELS.
- **Tableau IV.6** : Moments en travées à l'ELS.
- **Tableau IV.7** : Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en travée.

- ➔ **Tableau IV.8** : Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures sur appui.
- ➔ **Tableau IV.9** : Récapitulatif pour la vérification à l'E.L.S.
- ➔ **Tableau IV.10** : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.
- ➔ **Tableau IV.11** : Moments fléchissant sollicitant sur les dalles.
- ➔ **Tableau IV.12** : Moments des dalles.
- ➔ **Tableau IV.13** : Ferrailage du panneau de dalle D1.
- ➔ **Tableau IV.14** : Calcul des moments à l'ELS.
- ➔ **Tableau IV.15** : Vérification des contraintes à l'ELS.
- ➔ **Tableau IV.16** : Ferrailage du panneau de dalle D1 ; $e = 20\text{cm}$.
- ➔ **Tableau IV.17** : Vérification des contraintes à l'ELS.
- ➔ **Tableau IV.18** : Vérification de la flèche.
- ➔ **Tableau IV.19** : Moments fléchissant sollicitant sur les dalles (Terrasse accessible).
- ➔ **Tableau IV.20** : Moments des dalles (Terrasse accessible).
- ➔ **Tableau IV.21** : Ferrailage du panneau de dalle D1 (Terrasse accessible).
- ➔ **Tableau IV.22** : Calcul des moments à l'ELS (Terrasse accessible).
- ➔ **Tableau IV.23** : Vérification des contraintes à l'ELS (Terrasse accessible).
- ➔ **Tableau IV.24** : Vérification de la flèche (Terrasse accessible).

- ➔ **Tableau V.1** : Facteur de qualité Bloc A.
- ➔ **Tableau V.2** : Facteur de qualité Bloc B.
- ➔ **Tableau V.3** : Période et facteurs de participation massique modèle initial Bloc A.
- ➔ **Tableau V.4** : Calcul des forces sismiques, modèle initial Bloc A.
- ➔ **Tableau V.5** : Vérification des déplacements inter étages, modèle initial Bloc A.
- ➔ **Tableau V.6** : Vérification de l'effort normal réduit.
- ➔ **Tableau V.7** : Vérification de l'effort normal réduit (nouvelles sections).
- ➔ **Tableau V.8** : Période et facteurs de participation massique modèle initial Bloc A.
- ➔ **Tableau V.9** : Calcul des forces sismiques du modèle initial du bloc A.
- ➔ **Tableau V.10** : Vérification des déplacements inter-étages, modèle initial Bloc A.
- ➔ **Tableau V.11** : Période et facteurs de participation massique modèle final Bloc A.
- ➔ **Tableau V.12** : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc A.
- ➔ **Tableau V.13** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.
- ➔ **Tableau V.14** : Période et facteurs de participation massique du modèle.

- **Tableau V.15** : Calcul des forces sismiques du modèle final (R=4).
- **Tableau V.16** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R=4).
- **Tableau V.17** : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc A(R=3,5).
- **Tableau V.18** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.
- **Tableau V.19** : Période et facteurs de participation massique modèle initial Bloc B
- **Tableau V.20** : Calcul des forces sismiques du modèle initial du Bloc B.
- **Tableau V.21** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle initial.
- **Tableau V.22** : Vérification de l'effort normal réduit.
- **Tableau V.23** : Vérification de l'effort normal réduit (nouvelles sections).
- **Tableau V.24** : Période et facteurs de participation massique du modèle final.
- **Tableau V.25** : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc B.
- **Tableau V.26** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R=5).
- **Tableau V.27** : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc B (R=3,5).
- **Tableau V.28** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.

- **Tableau VII.1** : Caractéristiques du béton et de l'acier.
- **Tableau VII.2** : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).
- **Tableau VII.3** : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).
- **Tableau VII.4** : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).
- **Tableau VII.5** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).
- **Tableau VII.6** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).
- **Tableau VII.7** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).
- **Tableau VII.8** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).
- **Tableau VII.9** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).
- **Tableau VII.10** : Choix des armatures des poteaux.
- **Tableau VII.11** : Vérification des contraintes à l'ELS ($N^{ser}_{max}; M^{ser}_{cor}$).
- **Tableau VII.12** : Vérification des contraintes à l'ELS (M^{max}, N^{corr}).
- **Tableau VII.13** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.
- **Tableau VII.14** : Espacements maximales selon RPA99.
- **Tableau VII.15** : Choix des armatures transversales pour les poteaux.
- **Tableau VII.16** : Ferrailage des poteaux.
- **Tableau VII.17** : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).
- **Tableau VII.18** : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

- ➔ **Tableau VII.19** : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).
- ➔ **Tableau VII.20** : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).
- ➔ **Tableau VII.21** : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).
- ➔ **Tableau VII.22** : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).
- ➔ **Tableau VII.23** : Choix des armatures pour les poutres porteuses.
- ➔ **Tableau VII.24** : Choix des armatures pour les poutres secondaires.
- ➔ **Tableau VII.25** : Vérification de la condition de non fragilité.
- ➔ **Tableau VII.26** : Vérification des poutres principales à l'ELS.
- ➔ **Tableau VII.27** : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.
- ➔ **Tableau VII.28** : Vérification de la contrainte de cisaillement.
- ➔ **Tableau VII.29** : Vérification de la contrainte de cisaillement.
- ➔ **Tableau VII.30** : Calcul des armatures transversales.
- ➔ **Tableau VII.31** : Vérification de la section d'armatures.
- ➔ **Tableau VII.32** : Vérification de la compression de l'aire d'appui.
- ➔ **Tableau VII.33** : Vérification dans les appuis de rives.
- ➔ **Tableau VII.34** : Vérification de la 1^{er} condition de la flèche.
- ➔ **Tableau VII.35** : Vérification de la 2^{eme} condition de la flèche.
- ➔ **Tableau VII.36** : Vérification de la 3^{eme} condition de la flèche.
- ➔ **Tableau VII.37** : Calcul des armatures verticales.
- ➔ **Tableau VII.38** : Calcul des armatures de couture.
- ➔ **Tableau VII.39** : Calcul des armatures verticales.
- ➔ **Tableau VII.40** : Calcul des armatures de couture.

- ➔ **Tableau VIII.1** : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques.
- ➔ **Tableau VIII.2** : Classification du sol selon L.C.P.C.
- ➔ **Tableau VIII.3** : Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques.
- ➔ **Tableau VIII.4** : Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol.
- ➔ **Tableau VIII.5** : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène.

- ➔ **Tableau IX.1** : Les efforts revenant au sous sol de chaque poteau Bloc A.
- ➔ **Tableau IX.2** : Vérification de section de semelle isolée Bloc A.
- ➔ **Tableau IX.3** : Sections des semelles filantes transversales Bloc A.
- ➔ **Tableau IX.4** : Sections des semelles filantes longitudinales Bloc A.

- **Tableau IX.5** : Vérification des sections des semelles filantes bloc A.
- **Tableau IX.6** : Vérification des sections des semelles filantes croisées bloc A.
- **Tableau IX.7** : Charge uniformément répartie.
- **Tableau IX.8** : Ferrailage des semelles filantes croisées.
- **Tableau IX.9** : Calcul de la hauteur des nervures.
- **Tableau IX.10** : Ferrailage des nervures (sens x-x).
- **Tableau IX.11** : Ferrailage des nervures (sens y-y).
- **Tableau IX.12** : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.
- **Tableau IX.13** : Vérification des contraintes.
- **Tableau IX.14** : Ferrailage des nervures.
- **Tableau IX.15** : Vérification des contraintes.
- **Tableau IX.16** : Ferrailage du voile périphérique.
- **Tableau IX.17** : Vérification des contraintes à l'ELS.
- **Tableau IX.18** : Vérification de la flèche.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET

DES CARACTERISTIQUES MECANIKES

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS ET EVALUATION DES CHARGES

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI

EFFET DE LA TEMPERATURE

CHAPITRE IV

CALCUL DES PLANCHERS

CHAPITRE V

ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

INTRODUCTION

GENERALE

CONCLUSION

GENERALE

CHAPITRE VIII

ETUDE DE SOL

CHAPITRE IX

ETUDE DES FONDATIONS

INTRODUCTION GENERALE

Le compromis entre stabilité et respect de l'architecture initiale de l'ouvrage est un des aspects les plus importants dans le travail de l'ingénieur mais, souvent cette frontière entre les deux disciplines qui vont de pair n'est pas toujours faisable ,on parle alors de défauts de stabilité et de constructibilité ,cela oblige généralement l'ingénieur à faire et à procéder à quelques rectifications qui sont néanmoins approuvées par tout les partis du Project et restent le plus fidèlement possible au plan de base de l'architecte ,et donc satisferont non seulement les critères de stabilité et de faisabilité mais aussi ceux du respect des lignes et de la conceptions de l'architecte .

L'Algérie est une zone de forte sismicité cependant, cela ne doit pas bloquer ou empiéter sur la marche de manœuvre des conceptions architecturales majeurs qui sont souvent difficilement modifiables tant à petite échelle qu'à grande échelle , de ce fait l'ingénieur doit s'adapter et être le plus créatif possible ,et c'est en dernier recours qu'une modification et une remise à jour des croquis initiaux est considérée comme une solution viable , et de ce fait s'impose d'elle-même .

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment situé dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa) incluant un RDC, une mezzanine, 8 étages courant, et 1sous-sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Les différents chapitres qui constituent le mémoire sont ordonnés comme suit :

- Le premier chapitre donne un aperçu et une description générale de l'ouvrage incluant les dimensions tant en plan qu'en élévation, des éléments structuraux et non structuraux ainsi que des différentes caractéristiques des matériaux utilisés.
- En ce qui concerne le deuxième chapitre il aura pour objectif le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) et sera considéré comme préface pour l'étude dynamique.
- Le troisième chapitre mettra l'accent sur l'étude des différents éléments secondaires tel que (acrotères, escaliers, etc.)
- Le quatrième chapitre aura pour finalité l'étude et le calcul des planchers.
- Le cinquième chapitre a pour objectif la modélisation de la structure sans voiles pour l'étude et l'observation du comportement de cette dernière puis par un renforcement incluant des voiles ,pour aboutir enfin après plusieurs essais à la détermination des modes de vibration ainsi qu'à la vérification des déplacements, pour ce qui est de l'étude du bâtiment elle sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul **SAP 2000 v 14.2.2.**
- Ajoutant à cela l'utilisation du logiciel **SOCOTEC** pour le calcul du ferrailage des éléments résistants, calculs qui seront basés sur les résultats obtenus du logiciel SAP 2000, ce dernier sera donc l'objectif du Le sixième chapitre.
- Le septième chapitre portera sur l'étude thermique et les différents effets de la température sur les éléments structuraux et cela suivant sa variation.
- Le huitième chapitre portera sur l'étude de sol.

- Le neuvième chapitre aura pour but le dimensionnement et le choix de différentes caractéristiques de fondations ainsi que le ferrailage de ces dernières, ferrailage qui sera basé sur l'utilisation et l'exploitation des données et résultats obtenus grâce à l'étude du sol.

- Nous termineront ce mémoire avec une conclusion qui englobe et résume les points cruciaux de notre travail.

I.1. Introduction

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (promotion tizi 140 logements) comportant un sous sol, un RDC, une mezzanine et 08 étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **SAP (Version 14.2.2)** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et les Règles de **C.B.A 93**.

I.2. Présentation de l'ouvrage étudié

L'ouvrage proposé sera implanté à TIZI OUZOU, qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Il est composé de **04 bâtiments** de **R+8+sous sol** séparés par des joints sismique.



Figure I.1 : Vue du Projet.

On a choisi un bâtiment pour étudier qui est composé de deux bloc A et B

La structure est composée de :

- sous sol utilisé comme parking (180 places).
- Rez-de-chaussée à usage commercial.
- mezzanine à usage commercial.
- 1^{er} étage à 6^{ème} étages à usage d'habitation, chaque étage comporte :
 - trois appartements (deux F4, un F3) pour le bloc A.
 - quatre appartements (trois F3, un F4) pour le bloc B.
- 7^{ème} et 8^{ème} étage à usage d'habitation (quatre appartements duplex).
- Une terrasse accessible au niveau de 1^{er} étage.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques des blocs sont :

a) Dimension en élévation

→ Hauteur du sous sol	3,06 m.
→ Hauteur du RDC	4,00 m.
→ Hauteur de mezzanine	3,50 m.
→ Hauteur d'étages courant	3,06 m.
→ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère (sans sous sol)	31,98 m.
→ Hauteur totale du bâtiment avec acrotère (sans sous sol)	32,58 m.

b) Dimension en plan :**Bloc A**

→ Longueur totale	22,17 m.
→ Largeur totale	21,70 m.

Bloc B

→ Longueur totale	27,68 m.
→ Largeur totale	21,70 m.

I.2.2. Classification de l'ouvrage selon leur configuration :**a) Régularité en plan : [1]****Bloc A**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1,30 + 5,70}{24,95} = 0,28 > 0,25 \text{ Non vérifiée.} \\ \frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{4,5 + 5,17}{23,92} = 0,40 > 0,25 \text{ Non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Bloc B

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{6,95 + 6,40}{19,15} = 0,69 > 0,25 \text{ Non vérifiée.} \\ \frac{l_1}{L} = \frac{4,60}{29,43} = 0,15 < 0,25 \text{ Vérifiée.} \end{array} \right.$$

b) Régularité en élévation : [1]

Bloc A

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B'}{B} = \frac{21,70}{21,70} = 1 > 0,67 \text{ Vérifiée.} \\ \frac{B'}{B} = \frac{22,17}{22,17} = 1 > 0,67 \text{ Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Bloc B

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B'}{B} = \frac{16,20}{21,70} = 0,74 > 0,67 \text{ Vérifiée.} \\ \frac{B'}{B} = \frac{27,68}{27,69} = 1 > 0,67 \text{ Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux blocs présentent une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

Donc :

Ils sont classés comme structures irrégulières.

I.3. Conception de l'ouvrage :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage [1]

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99/Version2003**. D'après les conditions de l'article **3.4.A** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les **14m** (Zone IIa). Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

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

I.3.2. Classification de l'ouvrage [1]

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

I.3.3. Les planchers

On a opté pour deux types de plancher :

- a) Plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les étages courants qui présente les avantages suivants :
- Facilité de réalisation.
 - Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
 - Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
 - Economie dans le coût du coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).
- b) Plancher dalle pleine (pour le rez-de-chaussée et la mezzanine).

I.3.4. Maçonnerie

- a) Mur extérieur: façade en double cloison d'épaisseur 30cm avec une l'âme d'air de 5cm séparant les briques creuses de 15cm et de 10cm.
- b) Mur intérieur: à simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers balancés qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

Nous avons trois types d'escalier balancés :

- Escalier a trois volées et a deux quartiers tournant intermédiaires.
- Escalier balancé a deux volées et a double quartiers tournant.
- Escalier balancé a deux volées et a quartiers tournant médian.

I.3.6. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.7. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

I.4. Caractéristiques mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91mod99*) [2] et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* [1] et *C.B.A93*[3]).

I.4.1. Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), liant hydraulique (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :
 $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté ou de matière organique.

a) Dosage du béton

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- ➔ 350 Kg de ciment CPA325.
- ➔ 800 litres de graviers.
- ➔ 400 litres de sables.
- ➔ 175 litres d'eau.

b) Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{C28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{C28} \end{cases} \quad [3]$$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa.

c) Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad (MPa) \quad [3]$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

d) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) \quad [3]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$.

d-2) Déformation différée

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur une contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad (MPa)$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 10721,40 \text{ MPa}$.

e) Coefficient de Poisson [3]

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\nu = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- $\nu = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

f) Les contraintes limites de calcul :

f.1. Etat limite ultime « E.L.U »

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad [3]$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jour

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

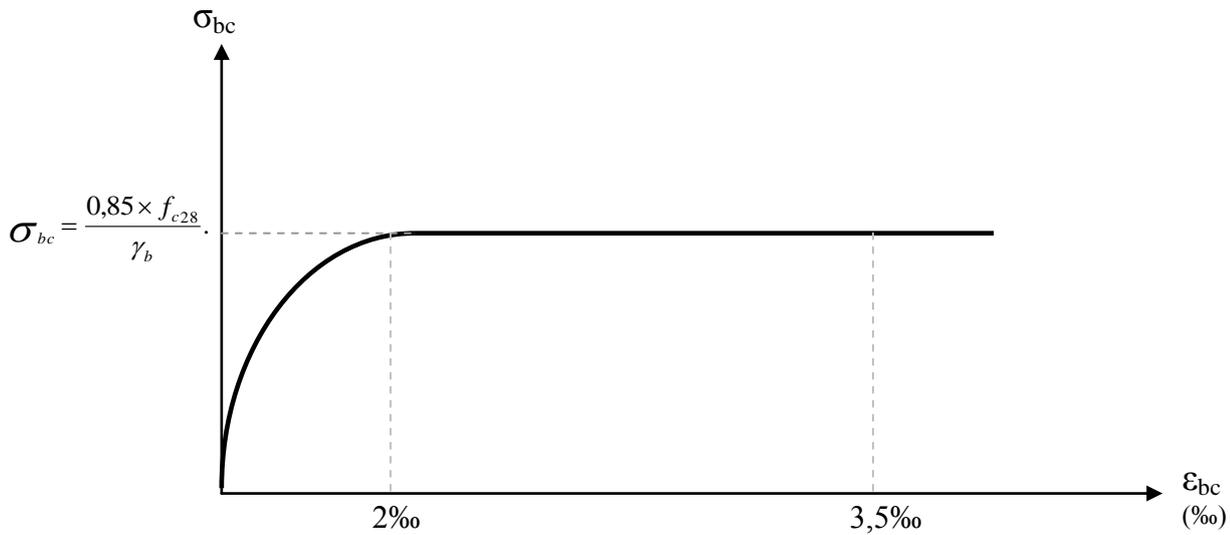


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.

f.2. États Limites de Service« E.L.S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [3]$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

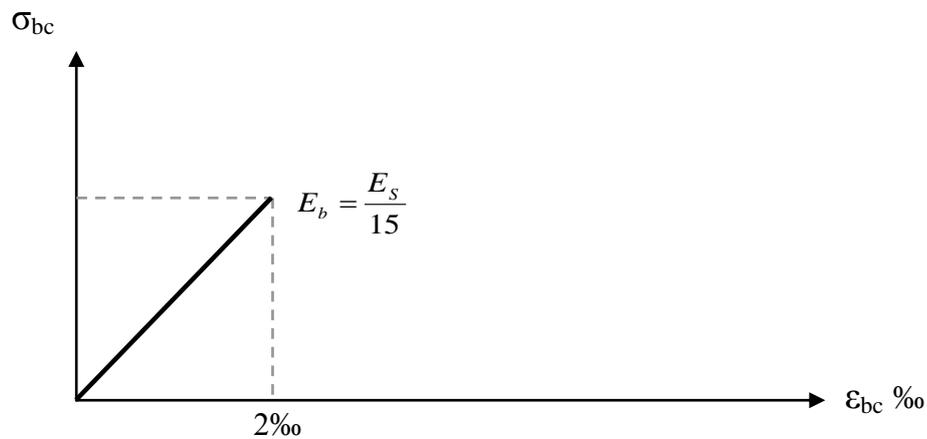


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS.

I.4.2. L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL 99 dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers.

b) Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad [3]$$

c) État Limite Ultime (ELU) [3]

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

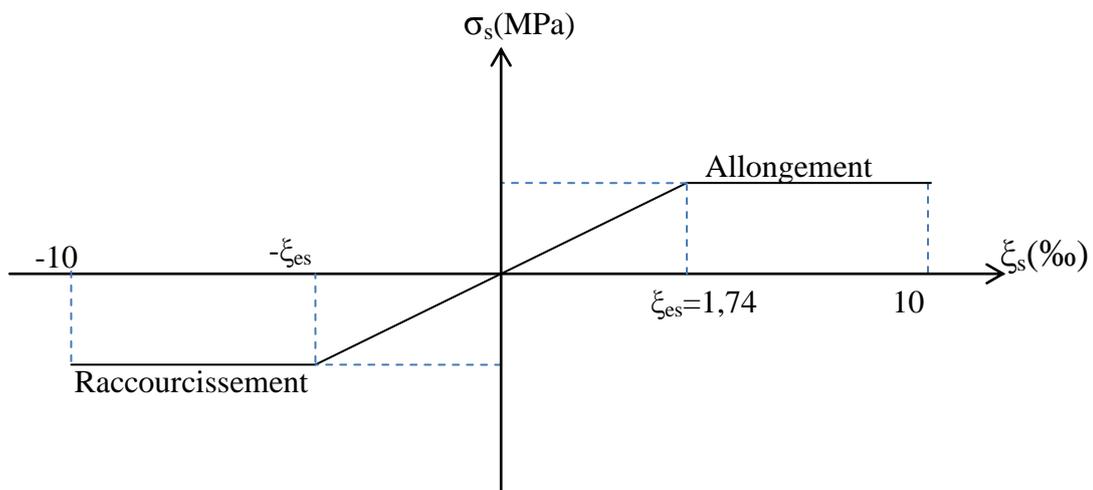


Figure I. 4 : Diagramme contraintes déformation de l'acier type (1, 2, 3)

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$

d) État Limite de Service (ELS) [2]

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 & \text{Acier rond lisse} \\ \eta = 1,6 & \text{Acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.5. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

1.5.1. État limite ultime (ELU)

- Les sections planes restent planes après déformation (Hyp. de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

1.5.2. État limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$
- haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement à pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 [1] et C.B.A 93 [3].

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

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1. Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{\max} : La distance maximale de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 6 - 0,20 = 5,80m \Rightarrow 23,20cm \leq e \leq 29cm$$

On prend : (20+5) cm.

II.2.2. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a) Résistance au feu

$e=7,0\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu

$e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu

D'où : $e = 11\text{cm}$.

b) Isolation phonique

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

c) Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Dalle reposant sur deux appuis.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Dalle reposant sur trois ou quatre appuis.} \end{array} \right.$$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis avec :

$$L_x=5,5-0,20=5,30 \text{ m.}$$

On aura donc : $\frac{530}{50} \leq e \leq \frac{530}{40}$ (cm).

$\Rightarrow 10,60 \leq e \leq 13,25$ (cm).

Donc, on prend : $e=12 \text{ cm}$.

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max (11 ; 16 ; 12)$.

Donc :

$e = 16 \text{ cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des balcons

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

$$L/15 < e < L/20 + 7 \quad \text{avec: } L = 1,40\text{m}$$

$$\Rightarrow 9,33 \leq e \leq 14 \text{ cm} \quad \text{on prend: } e = 14\text{cm.}$$

Pour des considérations pratiques; on doit majorer à : **e = 16 cm.**

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

Notre calcul sera effectué pour un seul escalier (**escalier de RDC** étant le plus sollicitée) qui est a trois volées et a deux quartiers tournant intermédiaires et les autres sont similaires, on suit les mêmes étapes ; on généralise le calcul pour tout les escaliers.

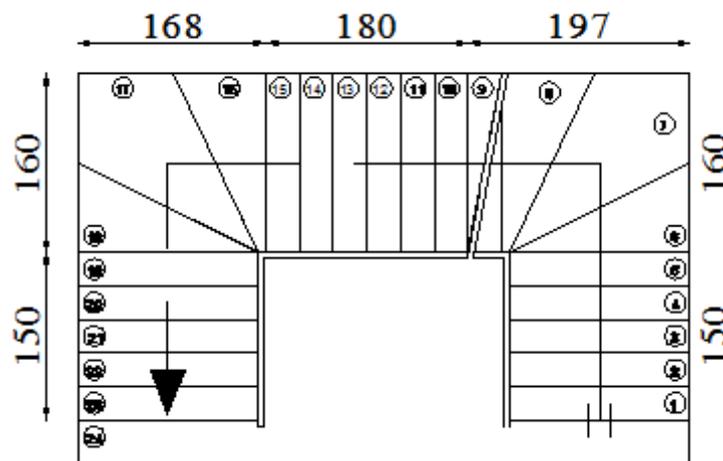


Figure II.1 : escalier balancé.

II.4.1. Pré dimensionnement des marches droites :

• **Nombre de marche et de contre marche**

Pour trouvé le nombre des marches et contre marche, on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 \leq 2h + g \leq 66$

$H_t = 119 \text{ cm}$; $L = 180 \text{ cm}$

Avec : H_t : hauteur considérée.

L : longueur considérée.

D'après la formule de BLONDEL on a : $H_t/n + L/(n-1) = m$

$$D'o\grave{u}: \begin{cases} h = \frac{H_t}{n} \\ g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases}$$

h : hauteur du contre marche.

g : giron ou la largeur de la marche.

$$\Rightarrow m.n^2 - (m+L+2.H_t).n + 2.H_t = 0 \dots\dots\dots (1)$$

L'équation (1) devient: $64.n^2 - 482.n + 238 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 7$ contre marches.

\Rightarrow **6 marches et 7 contre marches.**

• **Dimensionnement des marches et des contre marches**

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on a :

$$\begin{cases} h = \frac{H_t}{n} \\ g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = \frac{119}{7} = 17cm \\ g = \frac{180}{(7-1)} = 30cm \end{cases}$$

h : hauteur du contre marche : **$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$**

g : giron ou la largeur de la marche tel que : **$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$**

\Rightarrow **$h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.**

- **Calcul l'angle d'inclinaison « α »**

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^{\circ} \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

- **Calcul de l'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Tel que :

$$L' = 150 + 168 + 180 + 197 + 150 \Rightarrow L' = 845 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 28,17 \text{ cm} \leq e \leq 42,25 \text{ cm}$$

On prend : **$e = 30 \text{ cm.}$**

II.4.2. Pré dimensionnement des marches balancées :

- **Nombre de marche et de contre marche**

$$H_t = 58 \text{ cm} ; L = 197 \text{ cm.}$$

D'après la formule de BLONDEL on a : $H_t/n + L/(n-1) = m$

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = \frac{H_t}{n} \\ g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow m.n^2 - (m+L+2.H_t).n + 2.H_t = 0 \dots\dots\dots (1)$$

L'équation (1) devient : $64.n^2 - 377.n + 116 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 6.$

$\Rightarrow 5$ marches et 6 Contre marches.

- **Dimensionnement des marches et des contre marches**

$$\begin{cases} h = \frac{H_t}{n} \\ g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = \frac{58}{6} = 9,67 \text{ cm} \\ g = \frac{357}{(6-1)} = 71,40 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g_{max} = 80\text{cm} \text{ (pour les marches balancées « g » est variable).} \end{cases}$

- Calcul de l'angle d'inclinaison « α »

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{80} = 0,212 \Rightarrow \alpha = 12^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,978.$$

II.5. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible :

a) Charges permanentes

1- Protection gravillons (e=5cm ; $\rho=20 \text{ kN/m}^3$).....	1,00 kN/m^2
2- Etanchéité multicouches (e=2cm ; $\rho=6 \text{ kN/m}^3$).....	0,12 kN/m^2
3- Papier kraft	0,01 kN/m^2
4- Forme de pente 1.5 % (e=10cm ; $\rho=22 \text{ kN/m}^3$).....	2,20 kN/m^2
5- Polyane.....	0,01 kN/m^2
6- Isolation thermique(e=4cm ; $\rho=0.4 \text{ kN/m}^3$).....	0,016 kN/m^2
7- Ecran pare vapeur (Feutre bitumé)	0,22 kN/m^2
8- Dalle à corps creux (20+5).....	3,55 kN/m^2
9- Enduit en plâtre(e=2cm ; $\rho=10 \text{ kN/m}^3$).....	<u>0,20 kN/m^2</u>
	G =7,326kN/m²

b) Charge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Terrasse inaccessible})$$

II.5.2. Plancher étage courant (1er au 8^{eme} étage) :

a) Charges permanentes

1- Carrelage (e=2cm ; ρ=22 kN/m ³).....	0,44 kN/m ²
2- Mortier de pose(e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable(e=2cm ; ρ=18 kN/m ³).....	0,36 kN/m ²
4- plancher à corps creux (20 + 5)	3,55 kN/m ²
5- Enduit en plâtre(e=2cm ; ρ=10 kN/m ³).....	0,20 kN/m ²
6- Cloisons internes(e=10cm ; ρ=9kN/m ³).....	<u>0,90 kN/m²</u>
	G = 5,85kN/m²

b) Charge d’exploitation

$Q=1,50kN/m^2$ (Habitation)

II.5.3. Plancher RDC et Mezzanine (usage commercial)

a) Charges permanentes

1- Carrelage (e=2cm ; ρ=22kN/m ³).....	0,44 kN/m ²
2- Mortier de pose(e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable(e=3cm ; ρ=18 kN/m ³).....	0,54 kN/m ²
4- Dalle pleine (16 cm ; ρ=25kN/m ³)	4,00 kN/m ²
5- Enduit en plâtre(e=2cm ; ρ=10 kN/m ³).....	0,20 kN/m ²
6- Cloisons légères(e=10cm ; ρ=10 kN/m ³).....	<u>1, 00 kN/m²</u>
	G = 6,58 kN/m²

c) Charge d’exploitation

$Q = 5,00 kN /m^2$ (Usage commercial)

II.5.4. Plancher de la terrasse accessible

a) Charges permanentes

1- Carrelage (e=2cm ; $\rho=22\text{kN/m}^3$).....	0,44 kN/m ²
2- Mortier de pose(e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable(e=3cm ; $\rho=18\text{ kN/m}^3$).....	0,54 kN/m ²
4- Etanchéité multicouches (e=2cm ; $\rho=6\text{ kN/m}^3$).....	0,12 kN/m ²
5- Forme de pente 1.5 % (e=10cm ; $\rho=22\text{ kN/m}^3$).....	2,20 kN/m ²
6- Polyane.....	0,01 kN/m ²
7- Isolation thermique(e=4cm ; $\rho=0.4\text{ kN/m}^3$).....	0,016 kN/m ²
8- Dalle pleine (16 cm ; $\rho=25\text{kN/m}^3$)	4,00 kN/m ²
9- Enduit en plâtre(e=2cm ; $\rho=10\text{ kN/m}^3$).....	<u>0,20 kN/m²</u>
	<i>G = 7,926 kN/m²</i>

b) Charge d'exploitation

$$Q = 3,00\text{ kN/m}^2$$

II.5.5. Maçonnerie

Murs extérieurs

1- Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/ m}^3$).....	0,36 kN/m ²
2- Brique creuse (e=15cm ; $\rho=9\text{kN/ m}^3$).....	1,35 kN/m ²
3- Ame d'air (e=5cm).....	0,00 kN/m ²
4- Brique creuse (e=10cm ; $\rho=9\text{ kN/m}^3$).....	0,90 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/ m}^3$).....	<u>0,20 kN/m²</u>
	<i>G = 2,81 kN/m²</i>

II.5.6. Balcons

a) Charges permanentes

1- Carrelage(e=2cm ; ρ=22 kN/m ³).....	0,44 kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/ m ³).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/ m ³).....	0,54 kN/m ²
4- Dalle pleine (e=16cm ; ρ=25 kN/m ³).....	4,00 kN/m ²
5- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/ m ³).....	<u>0,36 kN/m²</u>

$$G = 5,74kN/m^2$$

b) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,50kN/m^2$$

II.5.7. Escaliers

a) Charges permanentes

1- Dalle pleine (30cm ; ρ=25kN/m ³)	7,50 kN/m ²
2- Carrelage(e=2cm ; ρ=22KN/m ³).....	0,44 kN/m ²
3- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20KN/m ³).....	0,40 kN/m ²
4- Poids propre de la marche (0,17/2 ; ρ=25KN/m ³).....	2,13 kN/m ²
5- Garde corps	1,00 kN/m ²
6- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18KN/m ³)	<u>0,36 kN/m²</u>

$$G = 11,83KN/m^2.$$

b) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,50kN/m^2$$

II.5.8. Acrotère

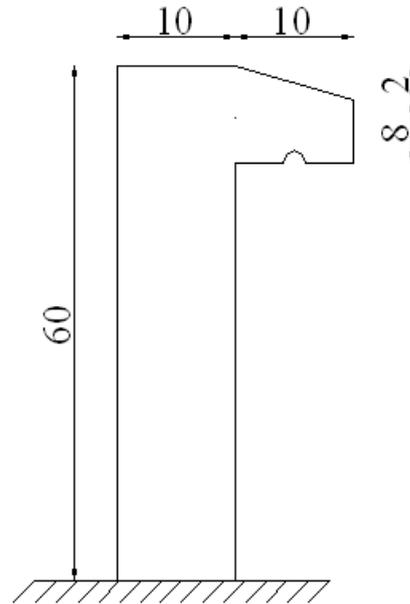


Figure II.2 : Dimensions de l'Acrotère.

a) Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2$$

$$\Rightarrow S = 0,069 \text{ m}^2.$$

Poids propre: $G = S \times \rho_b$

Poids volumique : $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$G = 1,725 \text{ kN/ml.}$$

b) Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

II.6. Pré dimensionnement des éléments résistants

Le système des portiques est constitué d'éléments horizontaux (les poutres) et d'éléments verticaux (les poteaux).

II.6.1. Les Poutres

Le pré-dimensionnement des poutres se fait selon les étapes suivantes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** » [2]

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

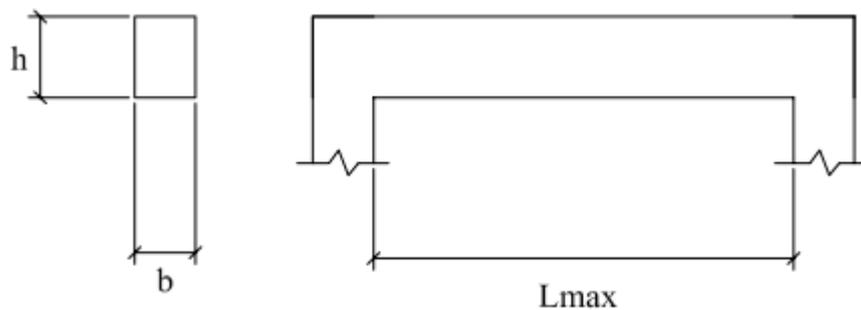


Figure II.3 : Dimensions d'une poutre.

Avec :

L_{\max} : portée de la poutre entre nus.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- Vérification selon “RPA 99 version 2003” [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } h \geq 30cm \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } b \geq 20cm \\ \text{Le rapport hauteur largeur doit être : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- Condition de rigidité

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L_{\max}} \right) > \left(\frac{1}{16} \right).$$

II.6.1.1. Poutres principales (porteuses) :

- D’après le “BAEL 91 modifié 99” [2]

- Détermination de la hauteur “*h*”

Le pré-dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable.

On a: $L_{\max} = 6 - 0,30 = 5,70 \text{ m}$.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 38cm \leq h \leq 57cm \qquad \text{On prend: } h = 50cm$$

- Détermination de la largeur “*b*”

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15cm \leq b \leq 35cm \qquad \text{On prend: } b = 30cm$$

➤ **Vérification selon le “RPA 99 version 2003” [1]**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots condition - vérifiée \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 50cm > 30cm \dots\dots\dots condition - vérifiée \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,67 < 4 \dots\dots\dots condition - vérifiée \end{array} \right.$$

➤ **Condition de rigidité**

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L_{max}} \right) > \left(\frac{1}{16} \right)$

$$\frac{50}{570} = 0,0877 > 0,0625 \dots\dots\dots vérifier.$$

II.6.1.2. Poutres secondaires (non porteuses) :

➤ **D’après le “BAEL 91 modifié 99” [2]**

• **Détermination de la hauteur “h”**

Le pré-dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable.

On a: $L_{max} = 5,50 - 0,30 = 5,20 \text{ m}$.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,67cm \leq h \leq 52cm \quad \text{On prend: } h = 50cm.$$

• **Détermination de la largeur “b”**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15cm \leq b \leq 35cm \quad \text{On prend : } b = 30cm.$$

➤ **Vérification selon le “ RPA 99 version 2003 ” [1]**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots condition - vérifiée \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 50cm > 30cm \dots\dots\dots condition - vérifiée \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,67 < 4 \dots\dots\dots condition - vérifiée \end{array} \right.$$

➤ **Condition de rigidité**

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right)$

$$\frac{50}{520} = 0,096 > 0,0625 \dots\dots\dots vérifiée.$$

Toute les conditions sont vérifiées donc on adopte pour :

- **Poutres porteuses** $(b \times h) = (30 \times 50) cm^2$.
- **Poutres secondaires** $(b \times h) = (30 \times 50) cm^2$.

II.6.2. Les poteaux :

a) Principe

Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Dans notre cas, nous considérons, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d’angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d’exploitation.

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central : $S = 28,34 \text{ m}^2$
- Poteau de rive : $S = 20,98 \text{ m}^2$
- Poteau d'angle : $S = 11,41 \text{ m}^2$

b) Étapes de pré-dimensionnement (calcul)

- 1- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- 2- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- 3- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- 4- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » [1].

c) Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à $0,5Q$.

Q : Charge d'exploitation.

$$\text{Ce qui donne : } \sum n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5 \quad [4]$$

Avec : n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Σ d'exploitation	ΣQ_i (kN/m ²)
Pl.Terr.	Q_0	1,00
8 ^{ème} Pl.	$Q_0 + Q_1$	2,50
7 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
6 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
5 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
4 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
3 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
2 ^{ème} Pl.	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,45
1 ^{er} Pl.	$Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
Pl. Mezz.	$Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	12,39
Pl. RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	15,30

Tableau II.1 : Loi de dégression des charges.

Avec :

$$\begin{cases} Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2 \\ Q_1 = \dots = Q_8 = 1,5 \text{ kN/m}^2 \\ Q_9 = Q_{10} = 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

d) Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) $= 1,35G + 1,5Q$.

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

l_f : longueur de flambement.

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

* B : surface de la section du béton ($B = h \times b$).

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

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

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400MPa$).

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle l_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

- Poteau rectangulaire $B_r = (h-2).(b-2)$ (cm²).
- Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi}{4}(D-2)^2$ (cm²).

* Selon le "BAEL 91 modifié 99" [2]

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br(cm) \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u (KN)$$

e) Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » [1]

Pour une zone sismique **IIa**, on doit avoir au minimum :

- Poteau rectangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} Min(h;b) \geq 25cm \\ Min(h;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec : $(h ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($h=b$).

- Poteau de section circulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 30cm \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

f) Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

* N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$)

* B : section de béton du poteau

* A_s : section des armatures ($A_s=1\%B$)

* n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

* σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

On pré-dimensionne trois types de poteaux :

- ⎧ Poteau central.
- ⎧ Poteau de rive.
- ⎧ Poteau d'angle.

II.6.2.1. Poteau central

➤ Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité:

$$S = 28,34 \text{ m}^2$$

➤ Calcul des différents poids :

- Poids du plancher terrasse :

$$G_{\text{Terrasse}} \times S = 7,326 \times 28,34 = 207,619 \text{ kN.}$$

- Poids du plancher corps creux :

$$G_{\text{étage.courant}} \times S = 5,85 \times 28,34 = 165,789 \text{ kN.}$$

- Poids du plancher dalle pleine:

$$G_{\text{dalle.pleine}} \times S = 6,58 \times 28,34 = 186,477 \text{ kN.}$$

- Poids propre des poutres principales :

$$G_{p,p} = L_{p,p} \times h \times b \times \rho_b = 5,45 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 20,437 \text{ kN.}$$

- Poids propre des poutres secondaires :

$$G_{p.s} = L_{p.s} \times h \times b \times \rho_b = 5,2 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 19,50 \text{ kN.}$$

- Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{poteau}} = H_{\text{poteau}} \times h \times b \times \rho_b \text{ (kN).}$$

<i>Etage</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Σ Q (KN/m²)</i>	<i>Q (KN)</i>
8 ^{ème}	N ₁	G ₀	247,556	1,00	28,340
7 ^{ème}	N ₂	G ₀ +G ₁	453,282	2,50	70,850
6 ^{ème}	N ₃	G ₀ +G ₁ +G ₂	659,008	3,85	109,109
5 ^{ème}	N ₄	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃	864,734	5,05	143,117
4 ^{ème}	N ₅	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄	1070,460	6,10	172,874
3 ^{ème}	N ₆	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅	1276,186	7,00	198,380
2 ^{ème}	N ₇	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆	1481,912	7,75	219,635
1 ^{er}	N ₈	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇	1687,638	8,45	239,473
Mez.	N ₉	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈	1893,364	9,28	262,995
RDC	N ₁₀	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ +G ₉	2119,778	12,39	351,132
S.Sol	N ₁₁	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ +G ₉ +G ₁₀	2346,192	15,30	433,602

Tableau II.2 : Descente des charges du poteau central.

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_0 = G_{\text{Terresse}} + G_{p,p} + G_{p.s} = 247,556 \text{ kN.} \\ G_1 = G_2 = \dots = G_8 = G_{\text{étage.courant}} + G_{p,p} + G_{p.s} = 205,726 \text{ kN.} \\ G_9 = G_{10} = G_{\text{dalle.pleine}} + G_{p,p} + G_{p.s} = 226,414 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

<i>Etage</i>	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	$h=b$ (cm)	<i>RPA</i> (cm ²)	<i>Le</i> <i>Choix</i>	N_{ser} (kN)	σ_{ser} MPa	<i>Obs.</i>
<i>8^{ème}</i>	247,556	28,340	376,710	248,629	17,76	25×25	25×25	280,677	3,90	Ok
<i>7^{ème}</i>	458,063	70,850	724,660	478,276	23,86	25×25	25×25	533,694	7,42	Ok
<i>6^{ème}</i>	668,570	109,109	1066,233	703,714	28,52	25×25	30×30	784,545	7,58	Ok
<i>5^{ème}</i>	881,181	143,117	1404,269	926,818	32,44	25×25	35×35	1033,669	7,34	Ok
<i>4^{ème}</i>	1096,278	172,874	1739,286	1147,93	35,88	25×25	40×40	1281,392	6,96	Ok
<i>3^{ème}</i>	1314,244	198,380	2071,799	1367,39	38,98	25×25	40×40	1524,864	8,28	Ok
<i>2^{ème}</i>	1532,210	219,635	2397,936	1582,64	41,78	25×25	45×45	1767,336	7,59	Ok
<i>1^{er}</i>	1753,427	239,473	2726,336	1799,38	44,42	25×25	50×50	2012,025	6,99	Ok
<i>Mez.</i>	1978,278	262,995	3065,168	2023,01	46,98	25×25	55×55	2267,742	6,52	Ok
<i>RDC</i>	2231,161	351,132	3538,765	2335,58	50,32	25×25	55×55	2612,543	7,51	Ok
<i>S.Sol</i>	2512,575	433,602	4042,379	2667,97	53,65	25×25	55×55	2969,318	8,53	Ok

Tableau II.3 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.

Exemple de calcul : (section du poteau central de 5^{ème} étage)

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35 N_G + 1,5 N_Q$

Avec :

- $N_{Q5} = 143,117 \text{ KN.}$ (Tableau II.3)
- $N_{Gi} = N_{Gi+1} + G_I + G_{\text{poteau}.i+1} \Rightarrow N_{G5} = N_{G6} + G_I + G_{\text{poteau}.6.}$

Avec : $G_{\text{poteau}} = H_{\text{poteau}} \times h \times b \times \rho_b \text{ (kN)}$

$$\Rightarrow N_{G5} = 668,570 + 205,726 + 3,06 \times 0,3 \times 0,3 \times 25$$

$$\Rightarrow N_{G5} = 881,181 \text{ KN.}$$

Donc :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1404,269 \text{ KN.}$$

- Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Avec :

$$Br(\text{cm}) \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66 N_u \text{ (KN)}$$

$$\Rightarrow Br = 0,66 \cdot N_u = 926,818 \text{ KN.}$$

- $Br = (h-2) \cdot (b-2) \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec : $h = b = a$ (section carrée).

$$\Rightarrow Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

$$\Rightarrow a = 32,44 \text{ cm.}$$

- Le minimum requis par « **RPA99 version 2003** »

Pour une zone sismique **IIa**, on doit avoir au minimum : $h \times b = 25 \times 25 \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec :

(*h ; b*) : dimensions de la section.

➤ Le choix :

On prend le maximum entre la dimension calculée et celle de RPA.

$$\Rightarrow a = \max(32,44 ; 25) = 32,44 \text{ cm.}$$

On prend $a \times a = 35 \times 35 \text{ cm}^2$.

➤ N_{ser} : effort normal à l'ELS : $N_{ser} = N_G + G_{poteau.choisir.} + N_Q$

$$\Rightarrow N_{ser} = 881,181 + 3,06 \times 0,35 \times 0,35 \times 25 + 143,117$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 1033,669 \text{ KN.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa .}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ser} = \frac{1033,669}{1,15 \cdot (0,35^2) \cdot 10^3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ser} = 7,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

II.6.2.2. Poteau d'Angle

➤ Soit *S* la surface reprise par le poteau d'angle le plus sollicité:

$$S = 11,41 \text{ m}^2$$

➤ Calcul des différents poids :

- Poids du l'acrotère :

$$G_{acrotère} \times L = 1,725 \times 7,15 = 12,334 \text{ kN}$$

- Poids des balcons :

$$G_{\text{balcon}} \times S = 5,74 \times 3,99 = 22,903 \text{ kN}$$

- Poids des murs extérieurs :

$$G_{\text{mur.ext}} \times S = 2,81 \times 1,787 = 5,023 \text{ kN}$$

- Poids du plancher terrasse :

$$G_{\text{Terrasse}} \times S = 7,326 \times 11,40 = 83,516 \text{ kN}$$

- Poids du plancher corps creux :

$$G_{\text{étage.courant}} \times S = 5,85 \times 7,41 = 43,348 \text{ kN}$$

- Poids du plancher dalle pleine:

$$G_{\text{dalle.pleine}} \times S = 6,58 \times 7,41 = 48,758 \text{ kN}$$

- Poids propre des poutres principales :

$$G_{p,p} = L_{p,p} \times h \times b \times \rho_b = 3,85 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 14,437 \text{ kN}$$

- Poids propre des poutres secondaires :

$$G_{p,s} = L_{p,s} \times h \times b \times \rho_b = 2,85 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 10,687 \text{ kN}$$

- Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{poteau}} = H_{\text{poteau}} \times h \times b \times \rho_b \quad (\text{kN})$$

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	ΣQ (KN/m ²)	Q (KN)
8 ^{ème}	N ₁	G ₀	120,974	1,00	11,400
7 ^{ème}	N ₂	G ₀ +G ₁	213,051	2,50	28,500
6 ^{ème}	N ₃	G ₀ +G ₁ +G ₂	305,128	3,85	43,890
5 ^{ème}	N ₄	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃	397,205	5,05	57,570
4 ^{ème}	N ₅	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄	489,282	6,10	69,540
3 ^{ème}	N ₆	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅	581,359	7,00	79,800
2 ^{ème}	N ₇	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆	673,436	7,75	88,350
1 ^{er}	N ₈	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇	765,513	8,45	96,330
RDC	N ₉	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈	857,590	12,39	141,246
S.Sol	N ₁₀	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ +G ₉	931,472	15,30	174,420

Tableau II.4 : Descente des charges du poteau d'angle.

Avec:

$$\left\{ \begin{aligned} G_0 &= G_{Terresse} + G_{p,p} + G_{p,s} + G_{acrotère} = 120,974 \text{ kN.} \\ G_1 = G_2 = \dots = G_8 &= G_{étage.courant} + G_{p,p} + G_{p,s} + G_{mur.ext} + G_{balcon} = 92,077 \text{ kN.} \\ G_9 &= G_{dalle.pleine} + G_{p,p} + G_{p,s} = 73,882 \text{ kN.} \end{aligned} \right.$$

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	$h=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le Choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs.
8 ^{ème}	120,974	11,400	180,415	119,074	12,91	25×25	25×25	137,155	1,91	Ok
7 ^{ème}	217,832	28,500	336,823	222,303	16,91	25×25	25×25	251,113	3,49	Ok
6 ^{ème}	314,690	43,890	490,667	323,840	19,99	25×25	25×25	363,361	5,05	Ok
5 ^{ème}	411,548	57,570	641,945	423,684	22,58	25×25	25×25	473,899	6,59	Ok
4 ^{ème}	508,406	69,540	790,658	521,834	24,84	25×25	30×30	584,831	5,65	Ok
3 ^{ème}	607,368	79,800	939,647	620,167	26,90	25×25	30×30	694,053	6,70	Ok
2 ^{ème}	706,330	88,350	1086,070	716,806	28,77	25×25	30×30	801,565	7,74	Ok
1 ^{er}	805,292	96,330	1231,639	812,881	30,51	25×25	35×35	912,647	6,48	Ok
RDC	814,663	141,25	1311,664	865,698	$D =$ 35,2	$D.RPA =$ 30cm	40	979,471	6,77	Ok
S.Sol	911,107	174,42	1491,624	984,472	33,37	25×25	35×35	1094,806	7,77	Ok

Tableau II.5 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angle.

Poteau de section circulaire	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	B_r (cm ²)	D (cm)	RPA 99 zone II_a (cm)	D adopté (cm)	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs.
		814,663	141,246	1311,664	865,698	35,20	30	40	979,471	6,77

Tableau II.6 : Pré-dimensionnement des poteaux de section circulaire du RDC.

On adopte un diamètre de 55 cm pour les poteaux circulaires.

❖ **Vérification de la stabilité du poteau circulaire : $l_0=7,50$ m**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{u.appliqué} \leq N_{u.calculé}$$

N_u : effort normal ultime (compression)

Avec :

$$\begin{aligned} \rightarrow N_{u.appliqué} &= 1,35.N_G + 1,5.N_Q \\ &\Rightarrow N_{u.appliqué} = 1,35 \times 814,663 + 1,5 \times 141,246 && \text{(Tableau II.6)} \\ &\Rightarrow N_{u.appliqué} = 1311,664 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow N_{u.calculé} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

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

l_f : longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0$

l_0 : longueur de poteau : $l_0 = 7,50$ m

$$\Rightarrow l_f = 5,25 \text{ m.}$$

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

B : surface de la section du béton $\left(B = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \right)$

D : diamètre de la section de poteau : $D = 55$ cm.

$$\Rightarrow B = 2375,83 \text{ cm}^2.$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre

de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} \right)$.

$$\Rightarrow I = 449180,2543 \text{ cm}^4.$$

Donc : $i = 13,75$ cm.

$$\lambda = \frac{525}{13,75} = 38,18 \Rightarrow \lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{38,18}{35} \right)^2} = 0,686$$

- B_r : section réduite du poteau circulaire : $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 2)^2$

$$\Rightarrow B_r = 2206,183 \text{ cm}^2.$$

- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : section d'acier comprimée : ($A_s = 0,8\% \cdot B$ pour une zone sismique **IIa**)

$$\Rightarrow A_s = 0,8 \times 10^{-3} \times 2375,83 = 1,90 \text{ cm}^2.$$

$$N_{U.calculé} = 0,686 \times \left[\frac{220618,3 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 190 \times \frac{400}{1,15} \right] \Rightarrow N_{u.calculé} = 2848,005 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{U.appliqué} = 1311,664 < N_{U.calculé} = 2848,005 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux circulaire h=7,5 m.

II.6.2.3. Poteau de rive

- Soit S la surface reprise par le poteau de rive le plus sollicité:

$$S = 20,98 \text{ m}^2$$

- Calcul des différents poids :

- Poids du l'acrotère :

$$G_{acrotère} \times L = 1,725 \times 5,45 = 9,401 \text{ kN}$$

- Poids des balcons :

$$G_{balcon} \times S = 5,74 \times 7,63 = 43,796 \text{ kN}$$

- Poids des murs extérieurs :

$$G_{mur.ext} \times S = 2,81 \times 1,362 = 3,828 \text{ kN}$$

- Poids du plancher terrasse :

$$G_{Terrasse} \times S = 7,326 \times 14,17 = 103,810 \text{ kN}$$

- Poids du plancher corps creux :

$$G_{étage.courant} \times S = 5,85 \times 14,17 = 82,894 \text{ kN}$$

- Poids du plancher dalle pleine:

$$G_{dalle.pleine} \times S = 6,58 \times 20,98 = 138,048 \text{ kN}$$

- Poids propre des poutres principales :

$$G_{p.p} = L_{p.p} \times h \times b \times \rho_b = 5,45 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 20,437 \text{ kN}$$

- Poids propre des poutres secondaires :

$$G_{p.s} = L_{p.s} \times h \times b \times \rho_b = 3,85 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 14,437 \text{ kN}$$

- Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{poteau}} = H_{\text{poteau}} \times h \times b \times \rho_b \quad (\text{kN})$$

<i>Etage</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G</i> (KN)	ΣQ (KN/m ²)	<i>Q</i> (KN)
8 ^{ème}	N ₁	G ₀	148,085	1,00	20,980
7 ^{ème}	N ₂	G ₀ +G ₁	313,477	2,50	52,450
6 ^{ème}	N ₃	G ₀ +G ₁ +G ₂	478,869	3,85	80,773
5 ^{ème}	N ₄	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃	644,261	5,05	105,949
4 ^{ème}	N ₅	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄	809,653	6,10	127,979
3 ^{ème}	N ₆	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅	975,045	7,00	146,860
2 ^{ème}	N ₇	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆	1140,437	7,75	162,595
1 ^{er}	N ₈	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇	1305,829	8,45	177,281
Mezz.	N ₉	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈	1471,221	9,28	194,694
RDC	N ₁₀	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ +G ₉	1644,143	12,39	259,942
S.Sol	N ₁₁	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ +G ₉ +G ₁₀	1817,065	15,30	320,994

Tableau II.7 : Descente des charges du poteau de rive.

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_0 = G_{\text{Terresse}} + G_{p.p} + G_{p.s} + G_{\text{acrotère}} = 148,085 \text{ kN.} \\ G_1 = G_2 = \dots = G_8 = G_{\text{étage.courant}} + G_{p.p} + G_{p.s} + G_{\text{mur.ext}} + G_{\text{balcon}} = 165,392 \text{ kN.} \\ G_9 = G_{10} = G_{\text{dalle.pleine}} + G_{p.p} + G_{p.s} = 172,922 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

<i>Etage</i>	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	$h=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le Choix	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	<i>Obs.</i>
8 ^{ème}	148,085	20,98	231,385	152,714	14,36	25×25	25×25	173,846	2,42	Ok
7 ^{ème}	318,258	52,45	508,323	335,494	20,31	25×25	25×25	375,490	5,22	Ok
6 ^{ème}	488,431	80,773	780,541	515,157	24,69	25×25	25×25	573,985	7,98	Ok
5 ^{ème}	658,604	105,949	1048,039	691,706	28,30	25×25	30×30	771,438	7,45	Ok
4 ^{ème}	830,881	127,979	1313,658	867,014	31,44	25×25	35×35	968,231	6,87	Ok
3 ^{ème}	1005,644	146,86	1577,909	1041,420	34,27	25×25	35×35	1161,875	8,25	Ok
2 ^{ème}	1180,407	162,595	1837,442	1212,712	36,82	25×25	40×40	1355,242	7,36	Ok
1 ^{er}	1358,039	177,281	2099,274	1385,521	39,22	25×25	45×45	1550,811	6,66	Ok
<i>Mez.</i>	1538,922	194,694	2369,586	1563,93	41,54	25×25	45×45	1751,335	7,52	Ok
<i>RDC</i>	1729,563	259,942	2724,823	1798,383	44,40	25×25	50×50	2014,505	7,00	Ok
<i>S.Sol</i>	1927,485	320,994	3083,595	2035,173	47,11	25×25	50×50	2267,604	7,89	Ok

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux de rive.

Le choix final :

<i>Etage</i>	<i>S.Sol; RDC;</i> <i>Mezzanine</i>	1 ^{er} 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème} 8 ^{ème}
<i>Poteaux de section carrée (cm²)</i>	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
<i>poteaux de section circulaire du rez-de-chaussée (cm)</i>					55

Tableau II.9 : Sections finales des poteaux.

II.6.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales, d'une part, et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Le pré-dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques donnant les dimensions minimales en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités).

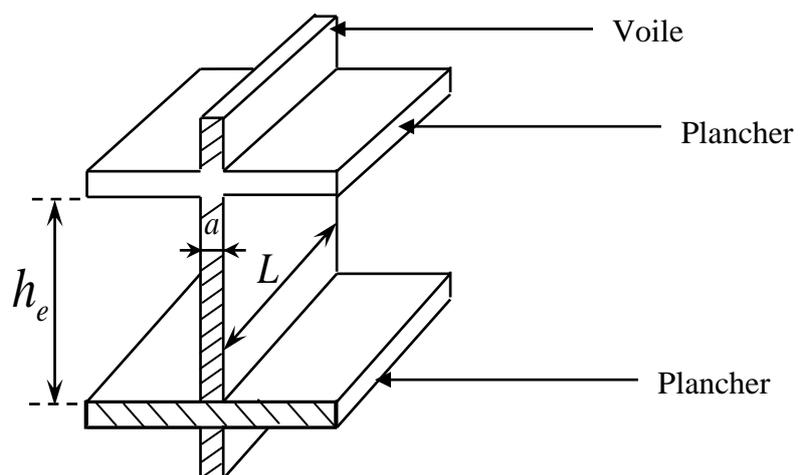


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation. [1]

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités selon les cas des voiles :

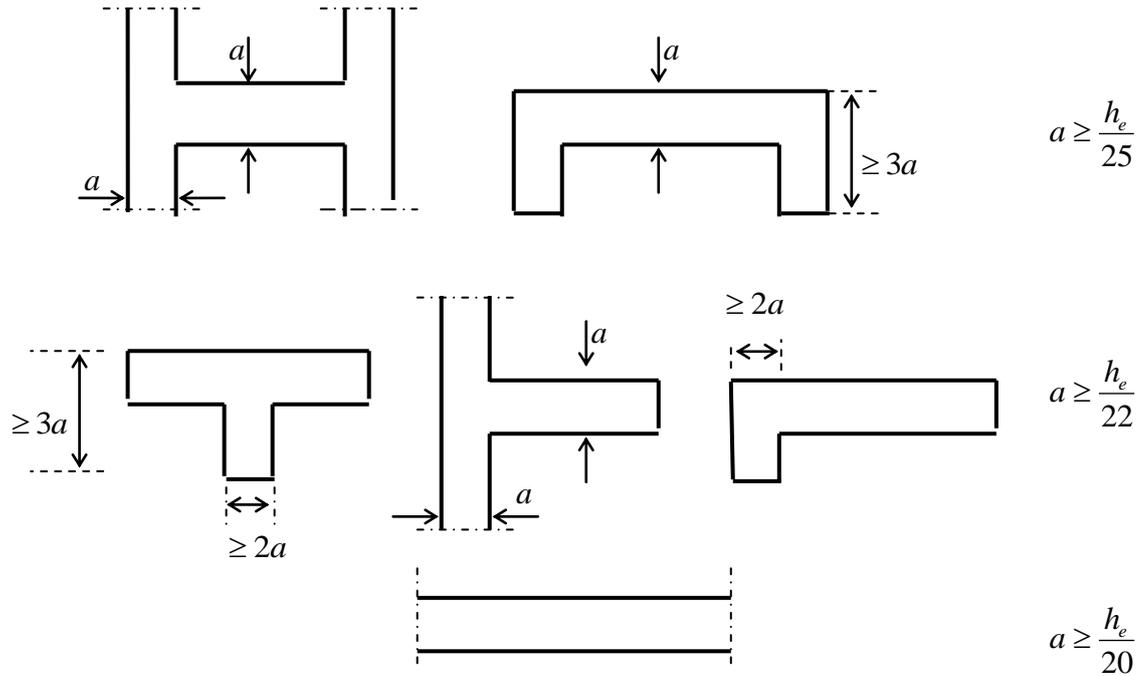


Figure II.5 : Coupes de voiles en plan. [1]

$$a \geq \max (15\text{cm}; h_e/25 ; h_e/22 , h_e/20) \quad [1]$$

→ Pour les voiles de RDC :

$$h_e = 4,00 - 0,16 = 3,84 \text{ m}$$

avec : 16cm correspond à l'épaisseur de la dalle pleine.

$$a \geq \max (15\text{cm} ; h_e/20 = 3,84/20 = 0,192 \text{ m}) \Rightarrow a=20 \text{ cm}$$

- Pour les voiles de la Mezzanine :

$$h_e = 3,50 - 0,16 = 3,34 \text{ m}$$

avec : 16cm correspond à l'épaisseur de la dalle pleine.

$$a \geq \max (15\text{cm} ; h_e/20 = 3,34/20 = 0,167 \text{ m}) \Rightarrow a=20 \text{ cm}$$

- Pour les voiles des étages courants :

$$h_e = 3,06 - 0,25 = 2,81 \text{ m}$$

avec : 25cm correspond à l'épaisseur de la dalle corps creux.

$$a \geq \max (15\text{cm} ; h_e/25 = 2,81/25 = 0,1124 \text{ m}) \Rightarrow a=15,4 \text{ cm}$$

On prend: $a = 20 \text{ cm}$.

La longueur minimale du voile doit vérifier la condition suivante :

$$L \geq 4a \Rightarrow L_{\min} = 80\text{cm}.$$

III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. Introduction

L’acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d’après sa disposition, l’acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d’un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due a l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$.
- Hauteur $H=60\text{cm}$.
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

III.1.2. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes

1- Poids propre de l’acrotère ($S=0,069\text{m}^2$; $\rho_b=25\text{kN/m}^3$)	1,725kN/ml
2- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$; $P_{cme}=140\text{cm}$).....	0,392kN/ml
	$G=2,117\text{kN/ml}$

b. Charge d’exploitation

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

c. L’action des forces horizontales Q_h (F_p)

- L’action des forces horizontales est données par :

$$F_p=4A.C_p.W_p \quad [1]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés (zone IIa ; groupe 2)..... [A=0,15].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère..... [W_p =2,117kN].

$$\Rightarrow F_p = 1,016 \text{ kN.}$$

$$\text{➤ } Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,016 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur on a :

$$G = 2,117 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 1,50 \text{ kN/ml.}$$

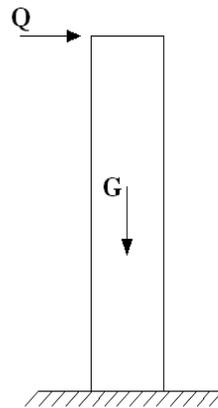


Figure III.1 : Sollicitations de l'acrotère.

III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

a. E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35G = 2,858 \text{ kN} \\ M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,35 \text{ kNm} \\ T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,25 \text{ kN} \end{array} \right.$$

b. E.L.S

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G = 2,117 \text{ kN} \\ M_{ser} = Q_h \cdot h = 0,9 \text{ kNm} \\ T_{ser} = Q_h = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right.$$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

a. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,350}{2,858} = 47,23 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,436 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0125.$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad (\text{Armatures comprimées ne sont pas nécessaires}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0157$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,943\text{cm}$$

$$\mu = 0,0125 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$\text{avec : } A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 46,14\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 37,93\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,38\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; fe = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_s^{\min} \geq 1,087\text{cm}^2.$$

Le choix :

On opte finalement pour **6T6=1,70cm²**

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5}$$

$$\Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

III.1.6. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1,70}{4}$$

$$\Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisi : **4T6=1,13cm²**

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$$

III.1.7. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 42,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 46,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 9 - 46,5$$

$$\Rightarrow C = -37,5 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [2]), on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - C) \frac{A_s}{b} = -4208,04 \\ q = -2C^3 - 6n(C - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - C)^2 \frac{A_s}{b} = 102297,825 \end{cases} \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -5,74 \cdot 10^8.$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,97 \Rightarrow \varphi = 165,93^\circ.$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 74,90.$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -74,65 \text{ cm.}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 42,63 \text{ cm.}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 32,02 \text{ cm.}$$

La solution qui convient est : $y_c = 42,63 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + C < d$

$$0 < y_{ser} = 42,63 - 37,5 = 5,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 5,13 \text{ cm} \\ y_c = 42,63 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 4882,10 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.1.8. Vérification des contraintes :

a. Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 42,63.10}{4882,10.10^4} \right) \times 51,3 = 0,95MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 10,73MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,68MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

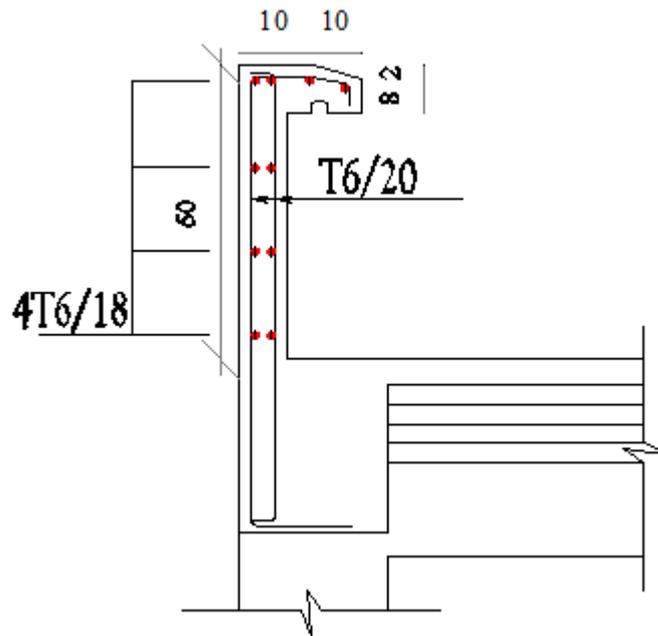
III.1.11. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,25.10^3}{90.10^3} = 0,025MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Type 1 :



Type 2 :

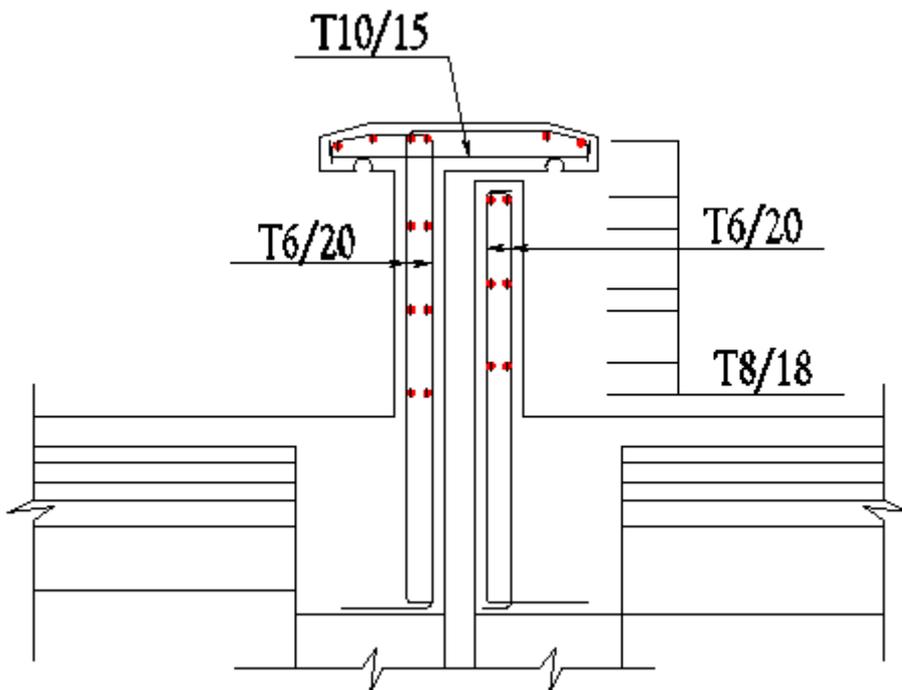


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. BALCON :

III.2.1. Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, il se calcule comme une console soumise a :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- La charge concentree a son extremité libre due au poids propre du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.2.2. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G=5,74kN/m^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=3,50kN/m^2$
- Charge concentree "F" : (Poids du mur)

$$F = G.H$$

Avec :

*Mur extérieur: $G=2,81kN/m^2$.

*Hauteur du mur: $h=3,06-0,50=2,56m$.

$$\Rightarrow F=7,194KN$$

III.2.3. Schéma Statique

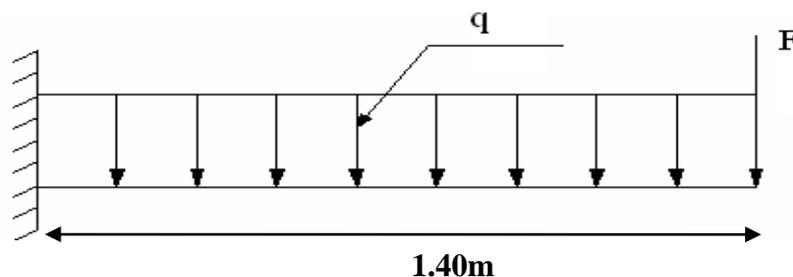


Figure III.5 : Schéma statique du balcon.

III.2.4. Combinaison des charges

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q (kN/ml)</i>	12,945	9,20
<i>F (kN)</i>	9,712	7,194

Tableau III.1 : Combinaison des charges.

III.2.5. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant: $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- Effort tranchant: $T(x) = (qx + F)$

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kN.m)</i>	-26,28	-19,08
<i>T (kN)</i>	27,83	20,07

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes.

III.2.6. Diagramme des efforts internes

ELU

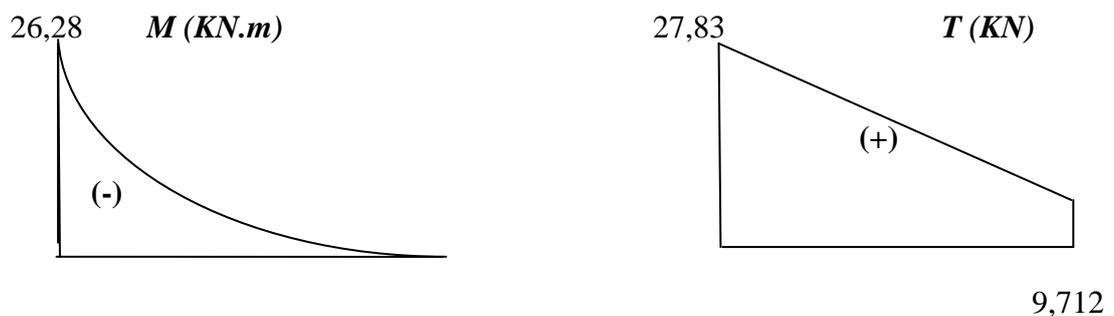


Figure III.6 : Diagramme des efforts internes a ELU.

ELS

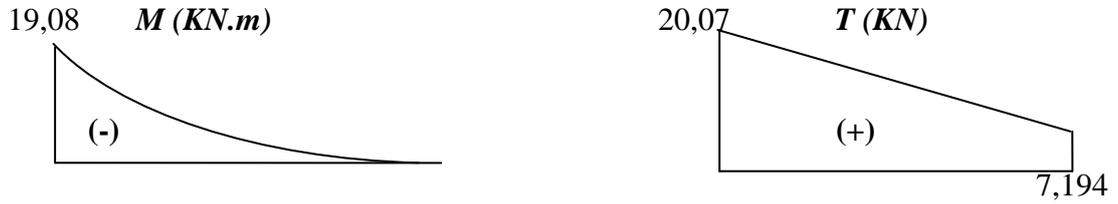


Figure III.7 : Diagramme des efforts internes a ELS.

III.2.7. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$, $d=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$.

M_u ($kN.m$)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
26,28	0,089	oui	0	0,117	13,724	5,29	6T12	6,79	15

Tableau III.3 : Ferrailage du balcon.

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Espacement vérifié.}$$

• **Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,697cm^2 \leq A_r \leq 3,395cm^2$$

Le choix est de: **6T8** (3,02cm²) avec: **S_t=15cm**.

III.2.8. Vérifications nécessaires :

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6,79cm^2 \geq A_s^{min} = 1,73cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{27,83 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,193MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

⇒ Donc pas d'armatures transversales.

c. Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad [2]$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe, 110 \sqrt{\eta \cdot ftj}) \right) = 201.6MPa \end{cases}$$

- Position de l'axe neutre "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie "I"

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=3cm$; $d=14,4cm$; $b=100cm$; $A'_s=0cm^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs.	σ_s (MPa)	Obs.
19,08	6,79	3,02	6,53	15589,77	7,991	vérifiée	144,48	vérifiée

Tableau III.4 : Vérification des contraintes du balcon.

c.2. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{140} = 0,114 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 14,4} = 0,0047 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,114 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

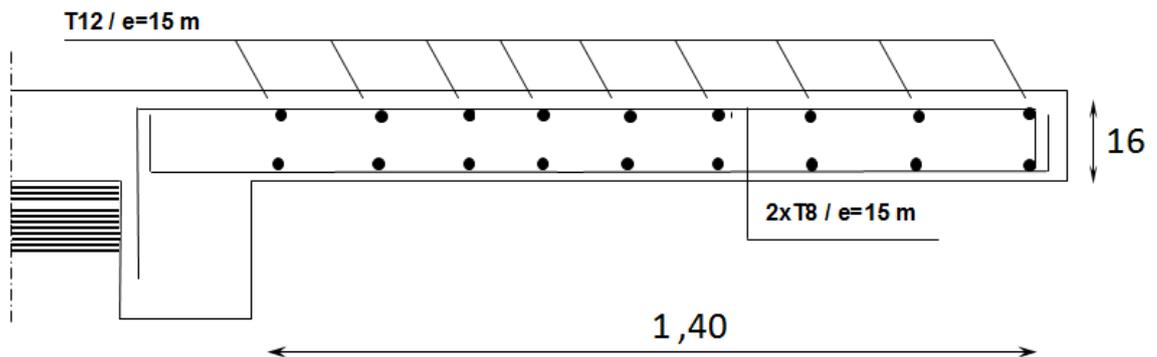


Figure III.8 : Ferrailage de balcon.

III.3. ESCALIER :

III.3.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant la circulation verticale d'un étage à un autre en toute sécurité.

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers balancés :

- Escalier a trois volées et a deux quartiers tournant intermédiaires.
- Escalier balancé a deux volées et a double quartiers tournant.
- Escalier balancé a deux volées et a quartiers tournant médian.

Notre calcul sera effectué pour un seul escalier et les autres sont similaires, on suit les mêmes étapes.

III.3.2. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G = 11,83 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

III.3.3. Combinaison des charges

On opte pour une bande de 1m.

- **ELU**

$$q_{U.escalier} = 19,72 \text{ (KN/ml)}.$$

- **ELS**

$$q_{S.escalier} = 14,33 \text{ (KN/ml)}.$$

III.3.4. Calcul des moments

On utilise la méthode d’RDM :

La formule d’RDM :

$$VA = - VB = qL / 2 = (19,72 \times 8,45) / 2 = 83,32 \text{ KN}$$

$$M_0 = qL^2 / 8 = (19,72 \times 8,45^2) / 8 = 176 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{ELU}$$

$$M_0 = qL^2 / 8 = (14,33 \times 8,45^2) / 8 = 128 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{ELS}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_0$.

En appuis : $M_a = 0.5 M_0$.

	M_0 (KN/m)	M_a (KN/m)	M_t (KN/m)
ELU	176	88	149,60
ELS	128	64	108,80

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des moments.

III.3.5. Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m, avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; d = 0,9 h = 27 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}.$$

	M_U (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{S'}$ (cm ²)	a	Z (cm)	A_S (cm ²)	Choix	$A_S^{adopté/ml}$ (cm ²)
Travées	149,60	0,144	Oui	0	0,196	24,88	17,27	6T20	18,85
Appui	88	0,085	Oui	0	0,111	25,80	09,80	4T20	12,57

Tableau III.6 : Calcul du ferrailage.

Espacement

- **En travée**

$$esp \leq \frac{100}{6} = 16,66cm \quad \text{On prend : } esp=15cm$$

- **Sur appui**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25cm \quad \text{On prend : } esp=25cm$$

Armature de répartition

- **En travée**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 4,71 \leq A_r \leq 9,42$$

⇒ On prend 5T12 avec $A_r = 5,65cm^2$ et un espacement de $St = 100 / 5 = 20$ cm.

- **Sur appui**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 3,14 \leq A_r \leq 6,28$$

⇒ On prend 4T12 avec $A_r = 4,52 cm^2$ et un espacement de $St = 100 / 4 = 25$ cm.

III.3.6. Vérifications :

III.3.6.1. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26cm^2$$

▪ **En travée**

$$A_s = 18,85cm^2 > A_s^{\min} = 3,26cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Sur appui**

$$A_s = 12,57cm^2 > A_s^{\min} = 3,26cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{83,32 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,308MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{0,9bd} = 0,34MPa < 0,05 f_{c28} = 6,66MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6.2. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2,5cm ; d=27cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	108,80	18,85	9,41	118741,94	8,62	Vérifiée
Appui	64	12,57	8,04	86826,43	5,93	Vérifiée

Tableau III.7 : Vérification à l'E.L.S.

b. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{845} = 0,035 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
108,80	18,85	0,007	213,77	3,01	1,20	0,54	277920,00	115881,97	167901,83

Tableau III.8 : Vérification de la flèche de l’escalier.

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 2,08cm \\ f_v = 4,32cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 2,23cm$$

$\bar{f} = 1,35cm$ avec $L = 8,45 > 5$

$\Rightarrow \Delta f_T = 2,23cm < \bar{f} = 1,35cm \dots \dots \dots non \text{ vérifiée.}$

Solution

Il faut ajouter un appui au milieu de l’escalier, ou bien une poutre brisée.

On ajoute un appui au milieu de l’escalier

$L_1 = 4 \text{ m} ; L_2 = 4,45 \text{ m.}$

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
108,80	18,85	0,007	213,77	3,88	1,55	0,54	400716	141563,05	217132,84

Tableau III.8 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,47\text{cm} \\ f_v = 0,93\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,45\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,89\text{cm} \text{ avec } L = 4,45 < 5$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,45\text{cm} < \bar{f} = 0,89\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

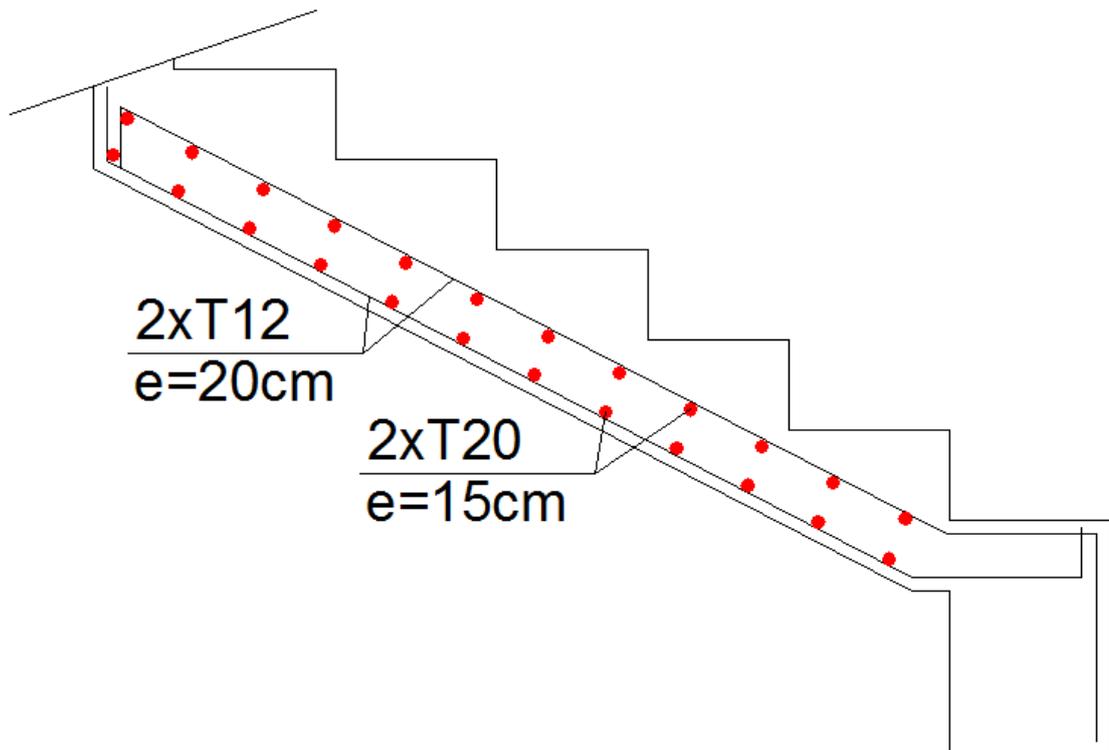


Figure III.9 : Ferrailage d'escalier.

VI.1. Introduction

Le règlement BAEL91 exige que pour toute structure ayant des éléments structuraux avec des dimensions en plan supérieures à 25m dans des régions sèches et à forte exposition aux températures, doivent être vérifiées par une étude thermique.

VI.2. Effet de la température

La variation de la température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même qu'une chute de température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Sous ces variations, il est indispensable de prévoir des joints de dilatation tous les 25m et cela en respectant les normes d'exécution, soit prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

Notant que la température à l'intérieur des structures est relativement uniforme, donc les éléments situés à l'extérieur sont les plus concernés par l'étude de l'effet de température.

VI.2. Constatation

Vu que les dimensions en plan du bâtiment étudié sont inférieures à 25 m, $L_X = 22,17m$, $L_Y = 21,70m$; il n'est pas nécessaire de faire une étude thermique, les contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, seront les seules à solliciter ce dernier.

V.1. Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol.

Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Le calcul parasismique 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 jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur du génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Présentation et choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1. Méthode statique équivalente :

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et 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 groupes.

Zone IIa :

- 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 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas des deux blocs A et B car :

- ✓ Les deux blocs sont classés comme structures irrégulières ; la zone sismique est en zone **IIa** et le groupe d'usage est le deuxième « 2 » de plus leurs hauteurs d'une valeur de 31,98m, hauteur qui dépasse la norme de 23m.

Donc :

On applique la méthode modale spectrale dans les deux blocs A et B.

V.2.2. Méthode modale spectrale

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.

a) Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Spectre de réponse de calcul

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81\text{N}$)

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

V.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W .$$

- **Coefficient d'accélération de zone A** [1]

✓ L'ouvrage est classé groupe d'usage 2.

✓ L'ouvrage est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU (zone sismique IIa).

$$\Rightarrow A = 0,15. \quad (\text{Tableau 4.1 RPA})$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen** [1]

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Nous avons une structure mixte (portique et voile) avec un remplissage dense, donc d'après le **tableau 4.2 du RPA99 version 2003**.

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \quad \text{D'où : } \eta = 0,816 > 0,7.$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le tableau,

Catégorie S2 $\Rightarrow T_1 = 0.15\text{sec}, T_2 = 0.40\text{sec}$.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) [1]**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T} = \min (T_{N1} ; T_{N2}).$$

Avec :

$$\checkmark \quad T_{N1} = C_T (h_N)^{3/4} \quad (\text{Formule 4.6 RPA99 version 2003}).$$

$C_T = 0,05$: coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage. (**Tableau 4.6 RPA**)

$h_N = 31,98m$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$\Rightarrow T_{N1} = 0,67s.$$

$$\checkmark \quad T_{N2} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{d}} \quad (\text{Formule 4.7 RPA99 version 2003}).$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

On a : $h_N = 31,98m$.

➤ Bloc A

Selon x-x : $d_x = 22,25m \Rightarrow T_x = 0,61s$

Selon y-y : $d_y = 22,72m \Rightarrow T_y = 0,60s$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min (0,67 ; 0,61). \\ T_y = \min (0,67 ; 0,60). \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0,61s. \\ T_y = 0,60s. \end{cases}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site 2}) \\ T_2 = 0,40s & (\text{site 2}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,816) \left(\frac{0,4}{0,61} \right)^{2/3} = 1,539 \\ D_y = 2,5(0,816) \left(\frac{0,4}{0,60} \right)^{2/3} = 1,556 \end{cases}$$

➤ **Bloc B**

Selon x-x : $d_x = 16,75m \Rightarrow T_x = 0,70s$

Selon y-y : $d_y = 28,23m \Rightarrow T_y = 0,54s$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,67; 0,70). \\ T_y = \min(0,67; 0,54). \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0,67s. \\ T_y = 0,54s. \end{cases}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (S2) \\ T_2 = 0,40s & (S2) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,816) \left(\frac{0,4}{0,67} \right)^{2/3} = 1,446 \\ D_y = 2,5(0,816) \left(\frac{0,4}{0,54} \right)^{2/3} = 1,670 \end{cases}$$

• **Coefficient de comportement R [1]**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le système de contreventement est assuré par des portiques et des voiles avec interaction

⇒ **R= 5.** (Tableau 4.3 RPA)

• **Facteur de qualité Q** [1]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q. \quad (\text{Formule 4.4 RPA99 version 2003}).$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

<i>Bloc A</i>				
<i>Critère q</i>	<i>Observée (o/n)</i>	<i>Pq // xx</i>	<i>Observée (o/n)</i>	<i>Pq // yy</i>
<i>1/- Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	oui	0	oui	0
<i>2/- Redondance en plan</i>	oui	0	oui	0
<i>3/- Régularité en plan</i>	non	0,05	non	0,05
<i>4/- Régularité en élévation</i>	oui	0	oui	0
<i>5/- Contrôle de la qualité des matériaux</i>	oui	0	oui	0
<i>6/- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution</i>	oui	0	oui	0

Tableau V.1 : Facteur de qualité Bloc A.

Bloc B				
Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
1/- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2/- Redondance en plan	oui	0	oui	0
3/- Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
4/- Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5/- Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6/- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution	oui	0	oui	0

Tableau V.2 : Facteur de qualité Bloc B.

$$Q//xx = 1 + (0+0+0,05+0+0+0)=1,05.$$

$$Q//yy = 1 + (0+0+0,05+0+0+0)=1,05.$$

• **Poids de la structure [1]**

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière

suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ tel que $W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$

Avec :

W_i : Représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher « i ».

W_{Gi} : Représente le poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le RPA99 version 2003.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

V.4. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des I^{res} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

V.5. Résultats de calcul :

V.5.1. Bloc A :

V.5.1.1. Modèle initial

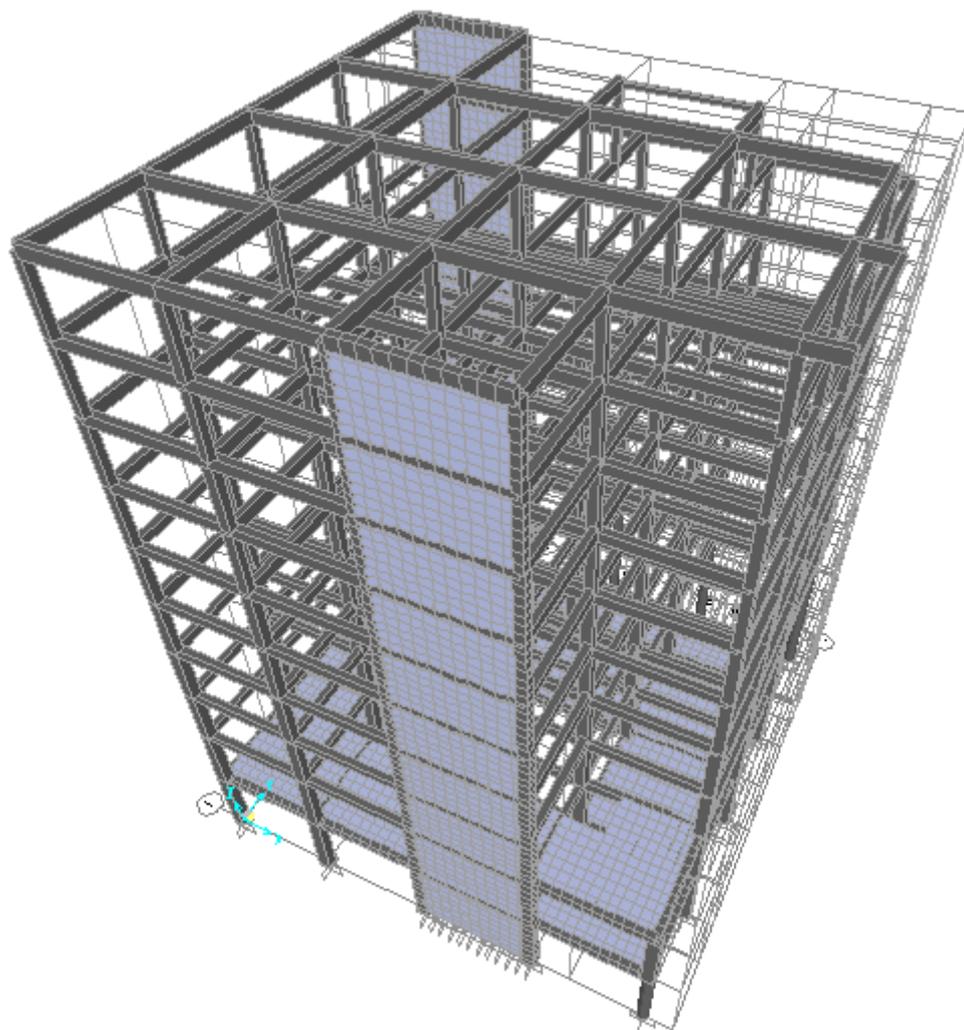


Figure V.1 : Vue en 3D du modèle initial du Bloc A.

a. Caractéristiques dynamiques du modèle initial

Modes	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,540007	0,0002023	78,223	0,0002023	78,223
2	0,892159	63,904	0,0007525	63,904	78,224
3	0,770108	2,842	0,0007387	66,746	78,225
4	0,546115	0,0001942	11,31	66,746	89,534
5	0,319823	837,6E-07	4,32	66,746	93,854
6	0,219784	0,057	2,293	66,803	96,147
7	0,219315	18,624	0,008491	85,427	96,156
8	0,191367	1,639	368,1E-07	87,066	96,156
9	0,162731	0,0002691	1,397	87,066	97,552
10	0,137063	0,0000691	0,225	87,066	97,777
11	0,130948	163,6E-07	0,555	87,066	98,332
12	0,127679	401,8E-07	0,127	87,066	98,458
13	0,125902	993,2E-07	0,004806	87,066	98,463
14	0,120984	0,0000367	0,001986	87,066	98,465
15	0,117493	0,0008984	0,008208	87,067	98,473
16	0,113813	0,0001614	0,0006257	87,067	98,474
17	0,112167	0,0003098	0,0001897	87,068	98,474
18	0,108888	0,005173	0,0004107	87,073	98,475
19	0,106995	0,0003332	0,211	87,073	98,685
20	0,106027	886,2E-07	0,438	87,073	99,123
21	0,102989	00,049	0,001928	87,122	99,125
22	0,101807	0,006058	603,9E-10	87,128	99,125
23	0,100681	00,0008894	0,0007867	87,129	99,126
24	0,098331	06,823	836,9E-07	93,952	99,126

Tableau V.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial du Bloc A.

Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : **T=1,54s**.
- $\sum UX = 93,95\%$ (**24^{ème} mode**) et $\sum UY = 93,85\%$ (**5^{ème} mode**).
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y.

- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _i (KN)	r
X-X	0,15	1,523	1,05	5	46257,156	2219,163931	1775,331144	1432,224	1,24
Y-Y	0,15	1,539	1,05	5	46257,156	2242,477537	1793,98203	1099,813	1,63

Tableau V.4 : Calcul des forces sismiques du modèle initial du Bloc A.

• Remarque

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur ‘r’ (V_T < 0.8 V).

c. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L’une des vérifications préconisées par le **RPA99 ver.03**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l’article 5.10 du **RPA99 ver.03**, l’inégalité des conditions ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

Avec :

$$\delta_k^x = R \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_e^y = R \delta_{ek}^y$$

Où : $\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$ et $\Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$

R : Coefficient de comportement (**R= 5**)

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	33,15	2,63	203,87	13,17				
28,92	30,36	2,45	186,72	12,23	29,57	0,75	30,6	Vérifiée
25,86	25,55	2,09	157,15	10,45	28,82	1,85	30,6	Vérifiée
22,80	20,87	1,72	128,33	8,58	31,77	2,11	30,6	Non Vér.
19,74	15,70	1,29	96,56	6,47	28,60	2,06	30,6	Vérifiée
16,68	11,05	0,88	67,96	4,405	24,44	1,79	30,6	Vérifiée
13,62	7,08	0,52	43,52	2,61	19,73	0,88	30,6	Vérifiée
10,56	3,87	0,24	23,79	1,18	-2,18	-0,04	30,6	Vérifiée
7,50	4,22	0,24	25,97	1,22	2,18	0,04	30,6	Vérifiée
4,00	3,87	0,24	23,79	1,18	23,54	1,18	35	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle initial du Bloc A.

Conclusion :

Les déplacements latéraux inter étage non vérifiés, Il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Ce qui d'après le "**RPA99 version 2003**" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

V.5.1.2. Modèle final

La solution envisagé est une restructuration architecturale et un changement partiel des plans d'architecture de base de manière a rester le plus fidèle possible aux plans initiaux tout en adaptant la structure pour une meilleure stabilité , pour ce fait une modification mineur de l'aménagement intérieur est nécessaire.

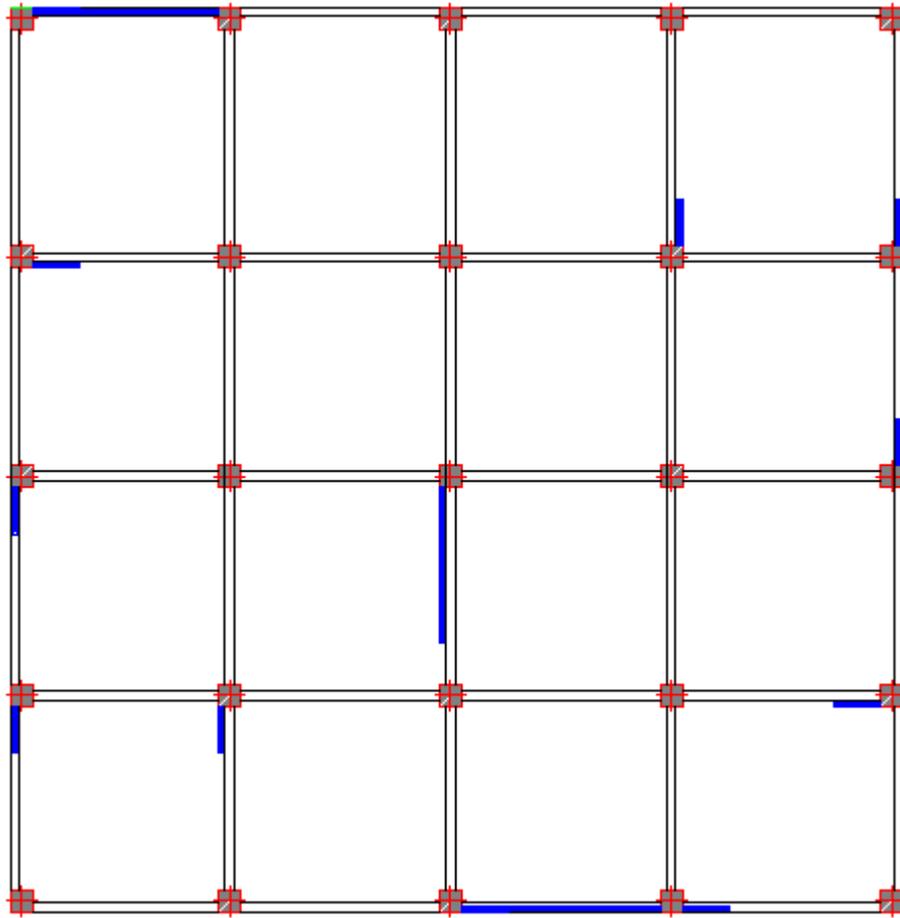


Figure V.2 : Vue en plan du modèle final.

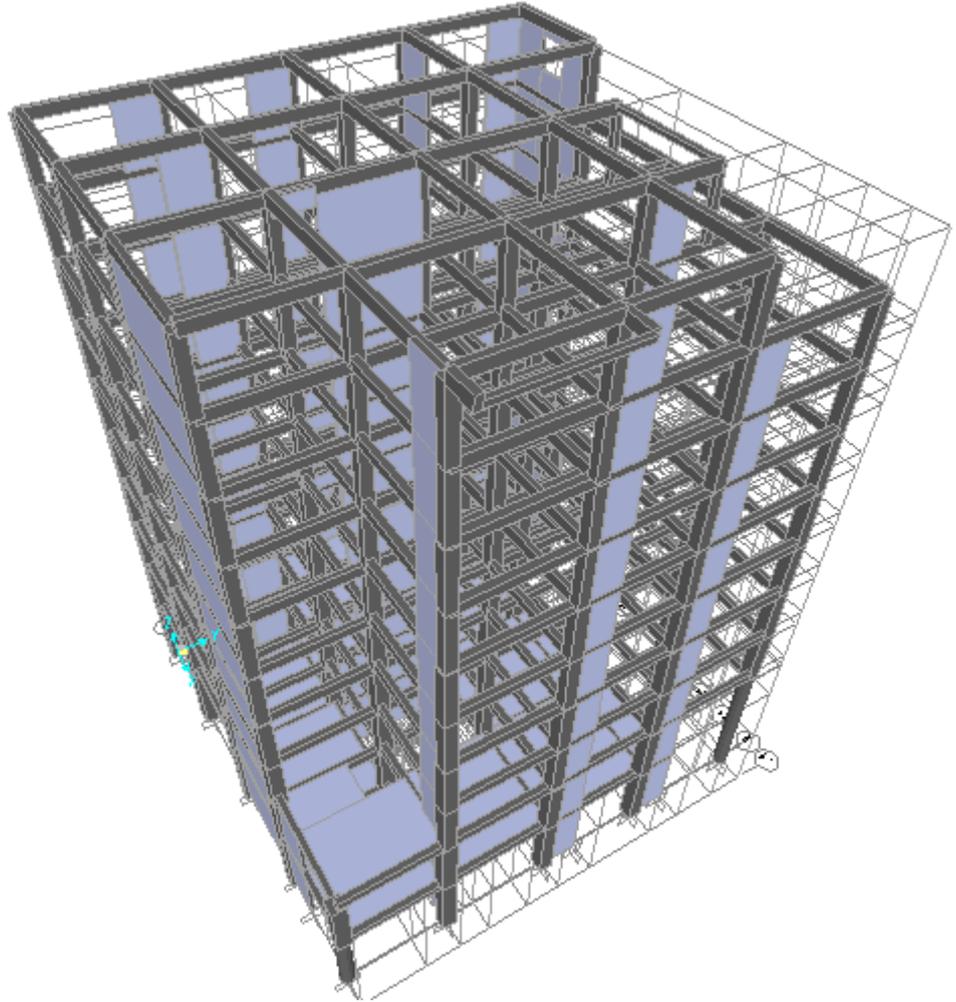


Figure V.3 : Vue en 3D du modèle final.

a. Caractéristiques dynamiques du modèle final

Modes	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.819262	0,0865	67,612	0,865	67,612
2	0.728253	65,037	0,0957	65,902	68,569
3	0.585462	0,0346	0,0259	66,248	68,828
4	0.231187	0,155	15,628	66,403	84,456
5	0.188837	18,882	0,176	85,284	84,632
6	0.154754	0,502	0,019	85,786	84,651
7	0.114326	0,097	06,915	85,882	91,567
8	0.106079	0,001193	0,077	85,884	91,644
9	0.095692	0,006048	0,0002628	85,89	91,644
10	0.094898	01,64	0,031	87,529	91,675
11	0.094276	04,339	0,121	91,868	91,795

Tableau V.11 : Période et facteurs de participation massique du modèle final Bloc A.

Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : **T=0,819s.**
- $\sum UX = 91,87\%$ (**11^{ème} mode**) et $\sum UY = 91,57\%$ (**7^{ème} mode**)
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages :

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _i (KN)	r
X-X	0,15	1,523	1,05	5	52569,051	2521,973937	2017,57915	1814,047	1,11
Y-Y	0,15	1,539	1,05	5	52569,051	2548,468739	2038,774991	1726,928	1,18

Tableau V.12 : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc A.

• Remarque

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur 'r' ($V_T < 0.8 V$).

c. Vérification des déplacements latéraux inter-étages (R=5)

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	33,3	42,2	166,50	211				
28,92	30,9	38,4	154,50	192	12	19	30,60	Vérifiée
25,86	28,1	34,3	140,50	172,50	14	19,50	30,60	Vérifiée
22,80	25,1	30,1	125,50	150,5	15	22	30,60	Vérifiée
19,74	21,8	25,6	109	128	16,50	22,50	30,60	Vérifiée
16,68	18,2	21,0	91	105	18	23	30,60	Vérifiée
13,62	14,6	16,3	73	81,50	18	23,50	30,60	Vérifiée
10,56	10,9	11,8	54,50	59	18,50	22,50	30,60	Vérifiée
7,50	7,31	7,65	36,55	38,25	17,95	20,75	30,60	Vérifiée
4,00	4,06	4,06	20,30	20,30	16,25	17,95	35,00	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.

d. Vérification du coefficient de comportement :**Justification de l'interaction portiques-voiles**

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

1/- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

→ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 18978,04 KN.

→ Les sollicitations verticales totales de la structure : 58908,20 KN.

Donc :

$$(18978,04 / 58908,20).100 = 32,2 \% > 20\% \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

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

❖ Suivant X

→ L'effort tranchant total à la base : 2014,8906 KN.

→ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 635,5373 KN.

Donc :

$$(635,5373 / 2014,8906).100 = 31,54 \% > 25\% \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Suivant Y

→ L'effort tranchant total à la base : 2035,6344 KN.

→ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 687,6693 KN.

Donc :

$$(687,6693 / 2035,6344).100 = 33,78 \% > 25\% \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Une des conditions de l'interaction portiques-voiles n'est pas vérifiée

Donc, on opte pour un facteur de comportement : → **R=4.**

Caractéristiques dynamiques du modèle final (R =4)

Modes	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,819262	00,865	67,612	0,865	67,612
2	0,728253	65,037	00,957	65,902	68,569
3	0,585462	0,346	00,259	66,248	68,828
4	0,231187	00,155	15,628	66,403	84,456
5	0,188837	18,882	00,176	85,284	84,632
6	0,154754	0,502	00,019	85,786	84,651
7	0,114326	0,097	06,915	85,882	91,567
8	0,106079	0,001193	00,077	85,884	91,644
9	0,095692	0,006048	0,0002628	85,89	91,644
10	0,094898	01,64	00,031	87,529	91,675
11	0,094276	04,339	00,121	91,868	91,795

Tableau V.14 : Période et facteurs de participation massique du modèle final (R=4).

Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : **T=0,819s.**
- $\sum UX = 91,87\%$ (**11^{ème} mode**) et $\sum UY = 91,57\%$ (**7^{ème} mode**)
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages (R =4)

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _i (KN)	r
X-X	0,15	1,523	1,05	4	52569,051	3152,467421	2521,973937	2246,842	1,12
Y-Y	0,15	1,539	1,05	4	52569,051	3185,585924	2548,468739	2132,949	1,20

Tableau V.15 : Calcul des forces sismiques du modèle final (R=4).

- Remarque

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur 'r' ($V_T < 0.8 V$).

Vérification des déplacements latéraux inter-étages (R =4)

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	31,6	42,5	126,40	170				
28,92	29,0	38,7	116	154,80	10,40	15,20	30,60	Vérifiée
25,86	26,1	34,6	104,40	138,40	11,60	16,40	30,60	Vérifiée
22,80	23,1	30,3	92,40	121,36	12	17,04	30,60	Vérifiée
19,74	19,8	25,8	79,20	103,20	13,20	18,16	30,60	Vérifiée
16,68	16,4	21,1	65,60	84,40	13,60	18,80	30,60	Vérifiée
13,62	12,9	16,4	51,60	65,60	14	18,80	30,60	Vérifiée
10,56	9,46	11,9	37,84	47,6	13,76	18	30,60	Vérifiée
7,50	6,20	7,66	24,80	30,64	13,04	16,96	30,60	Vérifiée
4,00	3,35	4,06	13,40	16,24	11,40	14,40	35,00	Vérifiée
0,00	0	0	0	0	13,40	16,24	40,00	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R=4).

Vérification du coefficient de comportement :**Justification de l'interaction portiques-voiles**

Pour la justification de l'interaction portiques-voiles, on doit vérifier :

➤ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

→ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 18978,04 KN.

→ Les sollicitations verticales totales de la structure : 58908,20 KN.

Donc :

$$(18978,04 / 58908,20) \cdot 100 = 32,2 \% > 20\% \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Pourcentage des efforts repris par les voiles

- V_x repris par les voiles = **68 %** V_x total.
- V_y repris par les voiles = **66 %** V_y total.

Donc :

On opte pour un facteur de comportement : → **R=3,5**.

Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages (R =3,5)

<i>Sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>Q</i>	<i>R</i>	<i>W(KN)</i>	<i>V(KN)</i>	<i>0,8 V</i>	<i>V_t(KN)</i>	<i>r</i>
X-X	0,15	1,523	1,05	3,5	52569,051	3602,81991	2882,255928	2575,178	1,12
Y-Y	0,15	1,539	1,05	3,5	52569,051	3640,669627	2912,535702	2435,852	1,20

Tableau V.17 : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc A(R=3,5).

• Remarque

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur 'r' ($V_T < 0.8 V$).

Vérification des déplacements latéraux inter-étages (R =3.5)

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	27,1	36,5	94,85	127,75				
28,92	24,8	33,0	86,80	115,50	8,05	12,25	30,60	Vérifiée
25,86	22,2	29,3	77,70	102,55	9,10	12,95	30,60	Vérifiée
22,80	19,5	25,4	68,25	88,90	9,45	13,65	30,60	Vérifiée
19,74	16,6	21,4	58,10	74,90	10,15	14	30,60	Vérifiée
16,68	13,6	17,4	47,60	60,90	10,50	14	30,60	Vérifiée
13,62	10,6	13,4	37,10	46,90	10,50	14	30,60	Vérifiée
10,56	7,64	9,54	26,74	33,39	10,36	13,51	30,60	Vérifiée
7,50	4,94	6,08	17,29	21,28	9,45	12,11	30,60	Vérifiée
4,00	2,62	3,18	9,17	11,13	8,12	10,15	35,00	Vérifiée
0,00	0	0	0	0	9,17	11,13	40,00	Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R =3.5).

V.5.2. Bloc B :

V.5.2.1. Modèle initial

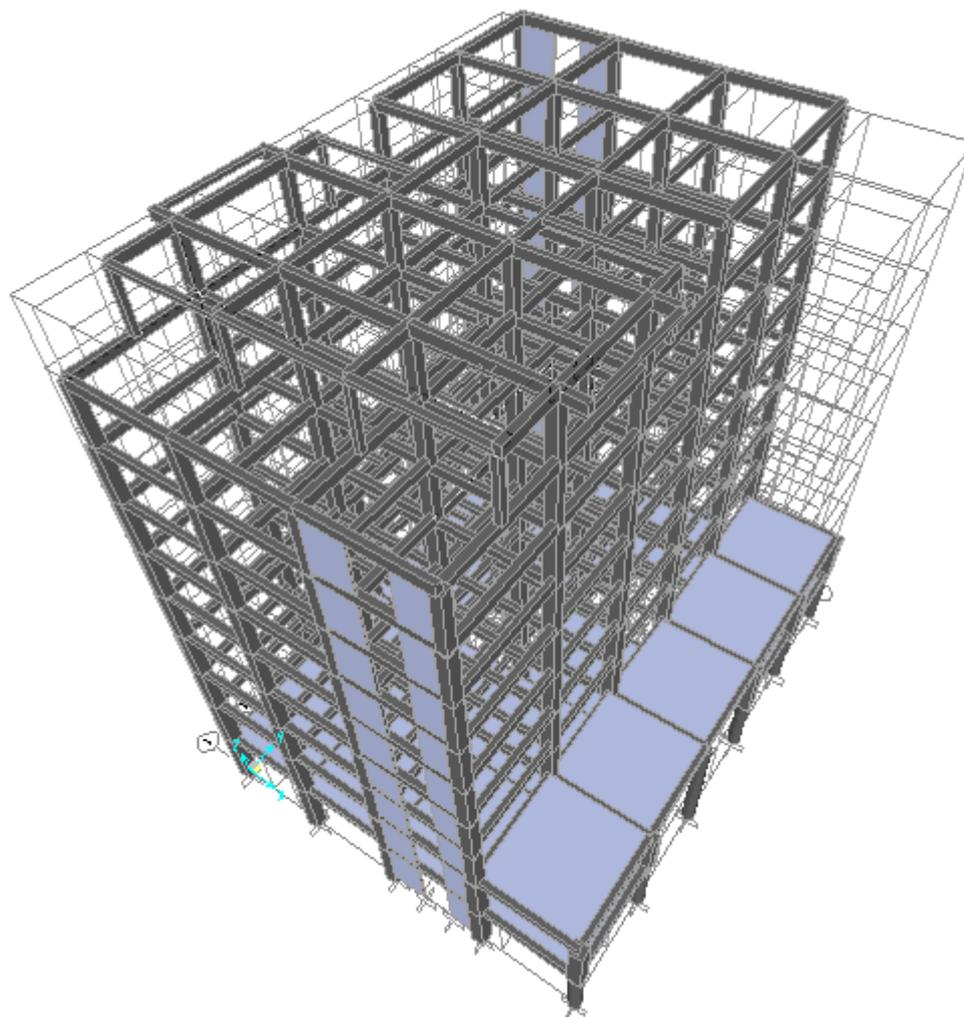


Figure V.4 : Vue en 3D du modèle initial (Bloc B).

a. Caractéristiques dynamiques du modèle initial

Modes	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.493894	70,29	01,203	70,29	01,203
2	1.465695	01,451	69,84	71,741	71,043
3	1.287132	0,372	02,137	72,113	73,18
4	0.543531	14,156	0,00175	86,269	73,182
5	0.528119	00,015	13,71	86,284	86,891
6	0.47761	00,233	0,357	86,517	87,249
7	0.330872	06,042	00,209	92,559	87,458
8	0.320461	00,293	05,974	92,853	93,432

Tableau V.19 : Période et facteurs de participation massique de modèle initial Bloc B.

Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T=1,494s.**
- $\sum UX = 92,56\%$ (7^{ème} mode) et $\sum UY = 93,43\%$ (8^{ème} mode)
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _i (KN)	r
X-X	0,15	1.523	1,05	5	49094,374	2355,278045	1884,222436	1135,662	1,66
Y-Y	0,15	1.670	1,05	5	49094,374	2582,609544	2066,087635	1164,975	1,77

Tableau V.20 : Calcul des forces sismiques du modèle initial du Bloc B.

- Remarque

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur 'r' ($V_T < 0.8 V$).

c. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	50,42	22,32	3,83	2,52				
28,92	46,59	19,80	4,57	2,62	29,24	13,10	30,6	Vérifiée
25,86	42,02	17,18	5,07	2,66	32,44	13,30	30,6	Non vérifiée
22,80	36,95	14,52	5,60	2,67	35,84	13,35	30,6	Non vérifiée
19,74	31,35	11,85	6,00	2,63	38,40	13,15	30,6	Non vérifiée
16,68	25,35	9,22	6,02	2,45	38,52	12,25	30,6	Non vérifiée
13,62	19,33	6,77	5,99	2,24	38,33	11,2	30,6	Non vérifiée
10,56	13,34	4,53	5,48	1,73	35,07	8,65	30,6	Non vérifiée
7,50	7,86	2,62	4,65	1,52	29,67	7,6	30,6	Vérifiée
4,00	3,21	1,10	3,21	1,10	20,54	5,5	35	Vérifiée

Tableau V.21 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle initial Bloc B.

Les déplacements latéraux inter étage non vérifiés, Il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on Rajoute des voiles dans la structure.

Amélioration de l'ossature du bâtiment par rajout des voiles.

V.5.2.2. Modèle final

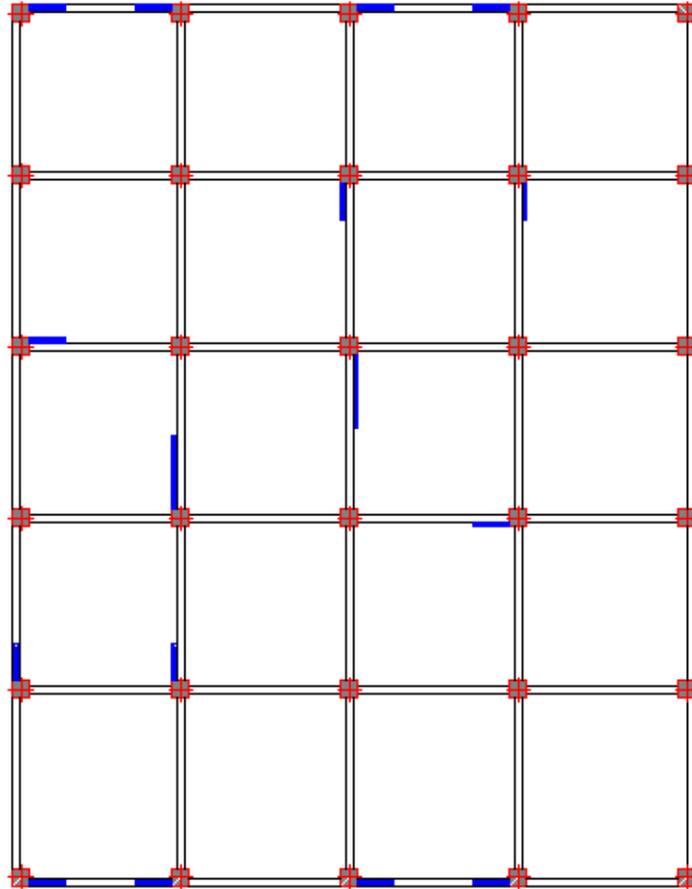


Figure V.5 : Vue en plan du modèle final Bloc B.

La solution envisagé est une restructuration architecturale et un changement partiel des plans d'architecture de base de manière a rester le plus fidèle possible aux plans initiaux tout en adaptant la structure pour une meilleure stabilité , pour ce fait une modification mineur de l'aménagement intérieur est nécessaire.

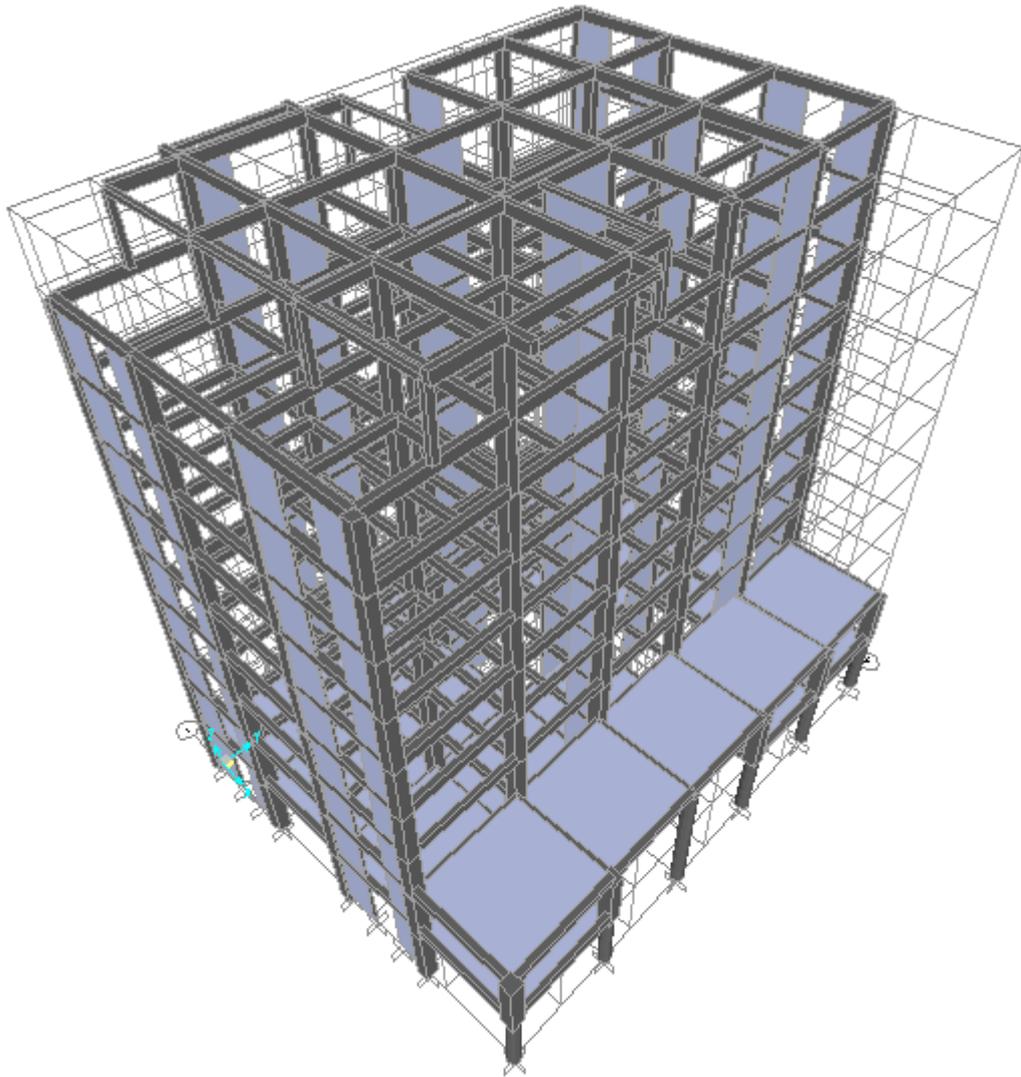


Figure V.6 : Vue en 3D du modèle final.

a. Caractéristiques dynamiques du modèle final

Modes	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,884789	02,148	67,074	02,148	67,074
2	0,854164	67,085	02,193	69,233	69,267
3	0,673396	0,0009092	00,085	69,234	69,352
4	0,267113	03,377	12,386	72,611	81,738
5	0,264223	12,265	03,274	84,876	85,012
6	0,211814	00,09	00,042	84,966	85,054
7	0,141246	05,819	00,389	90,785	85,443
8	0,135729	00,396	06,854	91,181	92,296

Tableau V.24 : Période et facteurs de participation massique du modèle final Bloc B.

Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : **T=0,88s.**
- $\sum UX = 90,87\%$ (**7^{ème} mode**) et $\sum UY = 92,29\%$ (**8^{ème} mode**)
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _r (KN)	r
X-X	0,15	1,523	1,05	5	55974,677	2685,357142	2148,285713	1782,088	1,20
Y-Y	0,15	1,539	1,05	5	55974,677	2713,568379	2170,854703	1763,463	1,23

Tableau V.25 : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc B.

• **Remarque**

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur 'r' ($V_T < 0.8 V$).

c. Vérification des déplacements latéraux inter-étages (R=5)

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	26,7	31,6	133,50	158				
28,92	24,4	28,6	122	143	11,5	15	30,60	Vérifiée
25,86	21,9	25,4	109,50	127	12,50	16	30,60	Vérifiée
22,80	19,2	22,1	96	110,50	13,50	16,50	30,60	Vérifiée
19,74	16,4	18,6	82	93	14	17,50	30,60	Vérifiée
16,68	13,4	15,1	67	75,50	15	17,50	30,60	Vérifiée
13,62	10,5	11,6	52,50	58	14,50	17,50	30,60	Vérifiée
10,56	7,57	8,22	37,85	41,10	14,65	16,90	30,60	Vérifiée
7,50	4,89	5,22	24,45	26,10	13,40	15	30,60	Vérifiée
4,00	2,60	2,71	13	13,55	11,45	12,55	35,00	Vérifiée
0,00	0	0	0	0	13	13,55	40,00	Vérifiée

Tableau V.26 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R=5).

d. Vérification du coefficient de comportement :

Justification de l'interaction portiques-voiles

Pour la justification de l'interaction portiques-voiles, on doit vérifier :

1/- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

→ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 16449,69 KN.

→ Les sollicitations verticales totales de la structure : 63125,90 KN.

Donc :

$$(16449,69 / 63125,90).100 = 26,05 \% > 20\% \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

2/- Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

❖ **Suivant X**

→ L'effort tranchant total à la base : 1943,8896 KN.

→ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 962,1067 KN.

Donc :

$$(962,1067 / 1943,8896).100 = 49,50 \% > 25\% \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Suivant Y**

→ L'effort tranchant total à la base : 1970,067 KN.

→ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 904,055 KN.

Donc :

$$(904,055 / 1970,067).100 = 45,90 \% > 25\% \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Une des conditions de l'interaction portiques-voiles n'est pas vérifiée.

Pourcentage des efforts repris par les poteaux

- V_x repris par les voiles = **67 %** V_x total.
- V_y repris par les voiles = **69 %** V_y total.

Donc, on opte pour un facteur de comportement : → **R=3,5**.

Calcul de la force sismique et vérification des déplacements inter-étages (R =3,5) :

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8 V	V _T (KN)	r
X-X	0,15	1,523	1,05	3,5	55974,677	3836,224488	3068,979591	2527,229	1,21
Y-Y	0,15	1,539	1,05	3,5	55974,677	3876,526256	3101,221005	2497,314	1,24

Tableau V.27 : Calcul des forces sismiques du modèle final du Bloc B (R=3,5).

• **Remarque**

Les déplacements inter-étages présentés dans le tableau ci-après sont amplifiés par le facteur ‘r’ (V_T < 0.8 V).

Vérification des déplacements latéraux inter-étages (R =3.5)

Z (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs.
31,98	23,98	39,26	83,93	137,41				
28,92	21,82	35,45	76,37	124,07	7,56	13,34	30,60	Vérifiée
25,86	19,51	31,44	67,28	110,04	9,09	14,03	30,60	Vérifiée
22,80	17,05	27,26	59,67	95,41	7,61	14,63	30,60	Vérifiée
19,74	14,44	22,81	50,54	79,83	9,13	15,57	30,60	Vérifiée
16,68	11,75	18,43	41,12	64,50	9,42	15,32	30,60	Vérifiée
13,62	09,08	14,08	31,78	49,28	9,34	15,22	30,60	Vérifiée
10,56	06,51	09,96	22,78	34,86	9	14,42	30,60	Vérifiée
7,50	04,17	06,27	14,59	21,94	8,19	12,91	30,60	Vérifiée
4,00	02,19	03,24	7,66	11,34	6,93	10,60	35,00	Vérifiée
0,00	0	0	0	0	7,66	11,34	40,00	Vérifiée

Tableau V.28 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final (R=3,5).

V.6. Conclusion

Justification du choix du facteur de comportement

R est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisit un facteur $R=5$.

Le choix de ce système implique la vérification de la portance des voiles qui doivent reprendre au plus 20% des charge verticale ce qui n'était pas vérifiée, ($32 \% > 20\%$) Alors de ce fait on a opté pour un facteur de comportement $R=4$, vu que notre structure ne dépasse pas les 33m (31,98m) ; Le choix de ce système implique la vérification de la portance des voiles qui doivent reprendre au plus 20% des charge verticale ce qui n'était pas vérifiée, ($32 \% > 20\%$).

En définitif on a opté pour un facteur de comportement $R=3,5$.

V.7. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante:

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad [1]$$

Avec :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (127,75 + 137,41)$$

$$d_{\min} = 278,16 \text{ mm} \geq 40\text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

On adoptera $d_{A-B} = 30 \text{ cm}$.

Avec :

d_{A-B} : largeur minimale entre le bloc A et le bloc B.

V.8. Vérification de l'effort normal réduit

V.8.1. Bloc A

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_{d(Max)}}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l'effort normal max selon la combinaison sismique max.

B : l'aire (section brute).

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Section	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$N_d \text{ (KN)}$	$V \text{ (KN)}$	Observation
$D=55 \text{ cm}$	2375,829	25	1791,163	0,301	Non vérifiée
55×55	3025	25	3133,563	0,41	Non vérifiée
50×50	2500	25	2278,673	0,36	Non vérifiée
45×45	2025	25	1693,299	0,33	Non vérifiée
40×40	1600	25	1134,150	0,28	Vérifiée
35×35	1225	25	0580,688	0,19	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion

Les efforts normal réduit dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter les dimensions des poteaux de la structure.

<i>Section</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>fc28 (MPa)</i>	<i>Nd (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>Observation</i>
<i>D=70 cm</i>	3848,451	25	1833 ,303	0,19	<i>Vérifiée</i>
<i>70×70</i>	4900	25	3217,399	0,26	<i>Vérifiée</i>
<i>65×65</i>	4225	25	2360,786	0,22	<i>Vérifiée</i>
<i>60×60</i>	3600	25	1748,607	0,19	<i>Vérifiée</i>
<i>55×55</i>	3025	25	1164,464	0,15	<i>Vérifiée</i>
<i>50×50</i>	2500	25	594,135	0,10	<i>Vérifiée</i>

Tableau V.7 : Vérification de l'effort normal réduit (nouvelles sections).

Les nouvelles sections des poteaux

- ✓ Section circulaire : *D=70 cm*
- ✓ S.Sol , RDC , Mezzanine: *70×70*
- ✓ 1^{er} ,2^{ème} étage : *65×65*
- ✓ 3^{ème} , 4^{ème} étage : *60×60*
- ✓ 5^{ème} , 6^{ème} étage : *55×55*
- ✓ 7^{ème} , 8^{ème} étage : *50×50*

V.8.1. Bloc B

<i>Section</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>fc28 (MPa)</i>	<i>Nd (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>Obs.</i>
<i>D=55 cm</i>	2375,829	25	668,704	0,11	Vérifiée
<i>55×55</i>	3025	25	3209,028	0,42	Non vérifiée
<i>50×50</i>	2500	25	2289,585	0,37	Non vérifiée
<i>45×45</i>	2025	25	1713,441	0,34	Non vérifiée
<i>40×40</i>	1600	25	1153,395	0,29	Vérifiée
<i>35×35</i>	1225	25	604,304	0,20	Vérifiée

Tableau V.22 : Vérification de l'effort normal réduit.

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter les dimensions des poteaux de la structure.

Section	B (cm ²)	fc28 (MPa)	Nd (KN)	V (KN)	Observation
D=70 cm	3848,451	25	699,219	0,07	Vérifiée
70×70	4900	25	3343,728	0,27	Vérifiée
65×65	4225	25	2392,029	0,23	Vérifiée
60×60	3600	25	1784,894	0,20	Vérifiée
55×55	3025	25	1192,921	0,16	Vérifiée
50×50	2500	25	615,46	0,10	Vérifiée

Tableau V.23 : Vérification de l'effort normal réduit (nouvelles sections).

Les nouvelles sections des poteaux

- ✓ Section circulaire : **D=70 cm**
- ✓ S.Sol , RDC , Mezzanine: **70×70**
- ✓ 1^{er}, 2^{ème} étage : **65×65**
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème} étage : **60×60**
- ✓ 5^{ème}, 6^{ème} étage : **55×55**
- ✓ 7^{ème}, 8^{ème} étage : **50×50**

IV.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- ➔ Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ➔ Répartir les charges horizontales sur les contreventements.
- ➔ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en :

- ➔ Dalle à corps creux.
- ➔ Dalle pleine.

IV.2. Plancher à corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ et une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur pour les planchers courants.

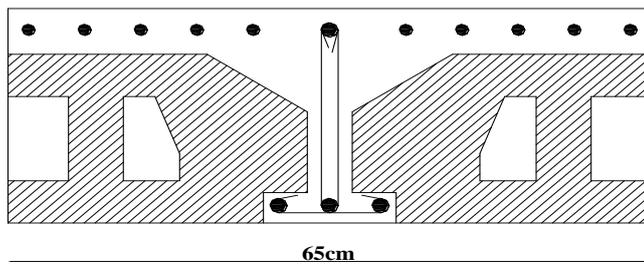


Figure IV.1 : Coupe du plancher en corps creux.

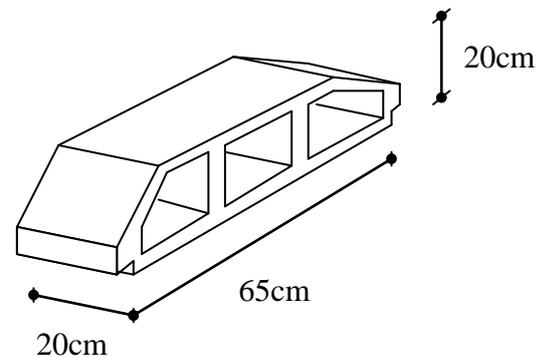


Figure IV.2 : Corps creux.

IV.2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

a. Dimensionnement de la poutrelle

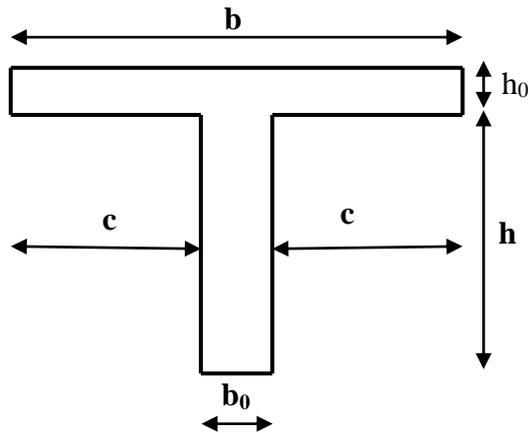


Figure IV.3 : Dimension de la poutrelle.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,50 - 0,30 = 5,20\text{m} \quad \Rightarrow 22 \leq h \leq 27,5\text{cm}.$$

On prend :

$$\begin{cases} h = 25\text{cm} ; \text{ avec } h_0 = 5 \text{ cm.} \\ b = 65\text{cm} ; b_0 = 12 \text{ cm.} \\ c = (b - b_0)/2 = 26,5\text{cm.} \end{cases}$$

b. Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

b.1. 1^{ère} étape de calcul (avant coulage)

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

- **Evaluation des charges :**

- ✓ **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/m}$

$$G = 1,97 \text{ kN/m}$$

- ✓ **Charge d'exploitation**

Plancher terrasse : $Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/m}$.

- **Sollicitation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q. \\ \text{ELS : } G + Q. \end{array} \right.$$

On a : $L_{\max} = 5,70\text{m}$.

Plancher terrasse :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63 \text{ kN/ml}.$$

$$q_s = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,63 \times (5,20)^2}{8} = 12,27 \text{ kN.m} \\ M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,20)^2}{8} = 8,85 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Ferrailage**

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$h = 5 \text{ cm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12,27 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 3,563 > 0,392 \quad \Rightarrow A_s' \neq 0.$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires ; mais il est impossible de ce placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible,

On prévoit donc des étaielements verticaux chaque 1m pour aider la poutrelle à supporté les charges qui lui reviennent avant et après leur coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L^{\max} = 1\text{m}.$$

$$M_u = \frac{3,63 \times 1^2}{8} = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0,45 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 0,130 < 0,392 \quad \Rightarrow A_s' = 0.$$

donc :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,130}}{0,8} = 0,175$$

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

$$A_s = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = \frac{0,45 \times 10^6}{41,8 \times 348} = 30,93 \text{ mm}^2.$$

On choisit : 1T10 $A_s = 0,785 \text{ cm}^2$

b.2. 2^{ème} Etape de calcul (après coulage)

Après le coulage et le durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle assimilée à une poutre continue.
est

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_t = 25\text{cm} ; d = 0,9 h_t = 22,5\text{cm}.$$

- **Evaluation des charges**

Plancher terrasse

$$\begin{cases} G = 7,326 \times 0,65 = 4,76 \text{ kN/ml.} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

Plancher courant

$$\begin{cases} G = 5,85 \times 0,65 = 3,80 \text{ kN/ml} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

- **Charges sollicitant les poutrelles**

Plancher terrasse

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q & \Rightarrow q_u = 7,40 \text{ kN/ml.} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q). & \Rightarrow q_s = 5,41 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

Plancher courant

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5 Q). & \Rightarrow q_u = 6,58 \text{ kN/ml.} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q). & \Rightarrow q_s = 4,77 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

On voit que le plancher terrasse est le plus sollicité.

c. choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

c.1. Méthode de forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

c.2. Condition d'application de la méthode forfaitaire

$$1) \quad Q=1,0 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2 \times 4,51=9,02 \end{cases} \dots\dots\dots\text{condition vérifié.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \quad \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,5}{5,5} = 1 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,5}{5,5} = 1 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,5}{5,2} = 1,05 \Rightarrow 0,8 < 1,05 < 1,25 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

A. Calcul des moments

On utilise q_u et q_s du plancher terrasse (le plus sollicité).

A.1. ELU

- $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$

<i>Bloc</i>	<i>Travée</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>
<i>A</i>	<i>L (m)</i>	05,20	05,50	05,50	05,50
	<i>M₀ (KN.m)</i>	25,01	27,98	27,98	27,98
<i>B</i>	<i>L (m)</i>	05,20	05,50	05,50	---
	<i>M₀ (KN.m)</i>	25,01	27,98	27,98	---

Tableau IV.1 : Moments isostatiques des travées à l'ELU.

- **Sur Appuis :** $M_{\text{appuis}} = \text{coef. max}(M_{0,\text{gouche}} ; M_{0,\text{droite}})$

<i>Bloc</i>	<i>Appuis</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
<i>A</i>	<i>Coef.</i>	0	0,50	0,40	0,50	0
	<i>M_i (KN.m)</i>	0	13,99	11,19	13,99	0
<i>B</i>	<i>Coef.</i>	0	0,50	0,50	0	---
	<i>M_i (KN.m)</i>	0	13,99	13,99	0	---

Tableau IV.2 : Moments sur appuis à l'ELU.

- **Moment en travée:**

$$* \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{4,76 + 0,65} = 0,12.$$

$$* M_t = \max (1^\circ ; 2^\circ)$$

Avec :

$$1^\circ/- M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2^\circ/- \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Bloc	Travée	AB	BC	CD	DE
A	1°/ M_t (KN.m)	19,26	16,79	16,79	22,38
	2°/ M_t (KN.m)	15,45	14,49	14,49	17,29
	M_{t,max} (KN.m)	19,26	16,79	16,79	22,38
B	1°/ M_t (KN.m)	19,26	15,39	22,38	---
	2°/ M_t (KN.m)	15,45	14,49	17,29	---
	M_{t,max} (KN.m)	19,26	15,39	22,38	---

Tableau IV.3 : Moments en travées à l'ELU.

A.2. ELS

- $M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8}$

<i>Bloc</i>	<i>Travée</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>
<i>A</i>	<i>L (m)</i>	5,20	5,50	5,50	5,50
	<i>M₀ (KN.m)</i>	18,28	20,45	20,45	20,45
<i>B</i>	<i>L (m)</i>	5,20	5,50	5,50	---
	<i>M₀ (KN.m)</i>	18,28	20,45	20,45	---

Tableau IV.4 : Moments isostatique des travées à l'ELS.

- **Sur Appuis :** $M_{appuis} = \text{coef. max}(M_{0,\text{gauche}} ; M_{0,\text{droite}})$

<i>Bloc</i>	<i>Appuis</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
<i>A</i>	<i>Coef.</i>	0	0,50	0,40	0,50	0
	<i>M_i (KN.m)</i>	0	10,22	08,18	10,22	0
<i>B</i>	<i>Coef.</i>	0	0,50	0,50	0	---
	<i>M_i (KN.m)</i>	0	10,22	10,22	0	---

Tableau IV.5 : Moments sur appuis à l'ELS

- **Moment en travée :**

$$* \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{4,76 + 0,65} = 0,12.$$

* $M_t = \max (1^\circ ; 2^\circ)$ avec :

$$1^\circ - M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2^{\circ/-} \begin{cases} M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Bloc	Travée	AB	BC	CD	DE
A	1°/ M_t (KN.m)	14,08	11,27	11,27	16,36
	2°/ M_t (KN.m)	11,29	10,59	10,59	12,64
	$M_{t,max}$ (KN.m)	14,08	11,27	11,27	16,36
B	1°/ M_t (KN.m)	14,08	11,25	16,36	---
	2°/ M_t (KN.m)	11,29	10,59	12,64	---
	$M_{t,max}$ (KN.m)	14,08	11,25	16,36	---

Tableau IV.6 : Moments en travées à l’ELS.

B. Calcul de ferrillages

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire que le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

B.1. Sollicitations

Les moments max en travée et sur appuis sont :

- ➔ **ELU** : En travée : $M_{max} = 22,38$ KN.m (**Bloc A et B**)
 Sur appui : $M_{max} = 13,99$ kN.m (**Bloc A et B**)
- ➔ **ELS** : En travée : $M_{max} = 16,36$ KN.m (**Bloc A et B**)
 Sur appui : $M_{max} = 10,22$ kN.m (**Bloc A et B**)

B.2. ferrailages en travée

$h=25\text{cm}; h_0=5\text{cm}; b=65\text{cm}; b_0 =12\text{cm}; d=0,9h = 22,5\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa};$
 $f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}.$

Le calcul des sections en «Té » s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- si $M_U < M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table de compression.
- si $M_U > M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table ou dans nervure.

Avec :

$$M_{tab}=b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc}(d-h_0/2)$$

$$\Rightarrow M_{tab}= 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \cdot 10^3 (0,225-0,05/2)$$

$$\Rightarrow M_{tab}=92,105 \text{ kN.m}$$

On a : $M_U=22,38 \text{ KN.m} < M_{tab} = 92,105 \text{ kN.m}.$

Alors l’axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de la largeur constante égale à la table (b) donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion on aura :

Bloc	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	σ_s (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	A'_s (cm ²)
A	22,38	0,048	Oui	0,0615	21,94	oui	348	2,93	3T12	3,39	0
B	22,38	0,048	Oui	0,0615	21,94	oui	348	2,93	3T12	3,39	0

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif de calcul des sections d’armatures en travée.

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

\Rightarrow Le choix : 3T12 = 3,39 cm²

B.3. Ferrailages sur appuis

On a: $M_{\max} = 13,99 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 92,10 \text{ kN.m}$

L'axe neutre est dans la table de compression donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

<i>Bloc</i>	<i>M_u</i> (kN.m)	<i>μ</i>	<i>μ < μ_R</i>	<i>α</i>	<i>Z</i> (cm)	<i>μ < 0,186</i>	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>A^{cal}_s</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A^{adp}_s</i> (cm ²)	<i>A'_s</i> (cm ²)
A	13,99	0,162	oui	0,223	20,49	oui	348	1,96	2T12	2,26	0
B	13,99	0,162	oui	0,223	20,49	oui	348	1,96	2T12	2,26	0

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures sur appui.

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

\Rightarrow Le choix : 2T12 = 2,26 cm².

B.4. Vérifications :**B.4.1. Vérifications à l'ELU :****➤ Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } T_U^{\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} \Rightarrow T_U^{\max} = 20,35 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,754 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Au voisinage des appuis :**- Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_U^{\max}}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} = \frac{20,35 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 225} = 0,837 < 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification des armateurs longitudinale

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = 0,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

B.4.2. Vérification a ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et on se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

➤ Vérification de la contrainte du béton

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

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot Y^2 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - Y) = 0$$

si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

si : $y > h_0 \Rightarrow$ on y tire de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot Y^2 + \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \cdot (Y - h_0) + n \cdot A'_s \cdot (Y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - Y) = 0$$

Détermination de moment d'inertie :

si : $y < h_0 \Rightarrow I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$

si : $y > h_0 \Rightarrow I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \cdot (Y - h_0)^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$

Avec :

	<i>Bloc</i>	<i>Ms</i> (kN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>A_s'</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>σ_b</i> (MPa)	<i>Obs.</i>
<i>En travée</i>	<i>A</i>	16,36	3,39	1,13	4,26	15190,145	4,58	vérifiée
	<i>B</i>	16,36	3,39	1,13	4,26	15190,145	4,58	vérifiée
<i>Sur appui</i>	<i>A</i>	10,22	2,26	3,39	4,08	9903,664	4,21	vérifiée
	<i>B</i>	10,22	2,26	3,39	4,08	9903,664	4,21	vérifiée

Tableau IV.9 : Récapitulatif pour la vérification à l'E.L.S.

▪ **Vérification de la flèche [5]**

La valeur de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions sont vérifiées :

Les conditions que l'ont a à vérifié :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h = 25 cm; b₀ = 12 cm; d = 22,5 cm; l = 5,50 m; M_{iser} = 16,36 kN.m; M₀ = 20,45 kN.m;
As=12 cm; fe = 400 MPa.

Alors :

- $\frac{h}{l} = 0,0454 < \frac{1}{16} = 0,0625$condition non vérifiée.
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} = 0,012 > 0,0105$condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} = 0,0454 > \frac{116,36}{10.20,45} = 0,08$condition vérifiée.

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$ [2]

Avec :

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s} \quad [2]$$

Moment d'inerte de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2 \quad [2]$$

Calcul des moments d'inerte fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu} \quad [5]$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	YI (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16,36	3,39	0,012	9,02	214,487	3,426	1,370	0,703	23732,937	7659,205	18845,94

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

Calcul de la flèche due à la déformation instantanée

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 2,008cm \quad (L = 5,50 m)$$

Calcul de la flèche due à la déformation différé

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 2,45cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,442cm$$

Avec :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05cm \quad (L = 5,50 m)$$

Donc :

$$f_t = 0,442cm < \bar{f} = 1,05cm$$

D'où la flèche est vérifiée.

C. Ferrailage transversale

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e=235\text{MPa}$).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon « BAEL 91 modifié 99 » [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon « RPA 99 version 2003 » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,71\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,71\text{cm}.$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$.

Donc :

Choix des armatures

On adopte : **2HA8=1,004 cm²**.

Choix des espacements

$$\begin{cases} S_t = 5\text{cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

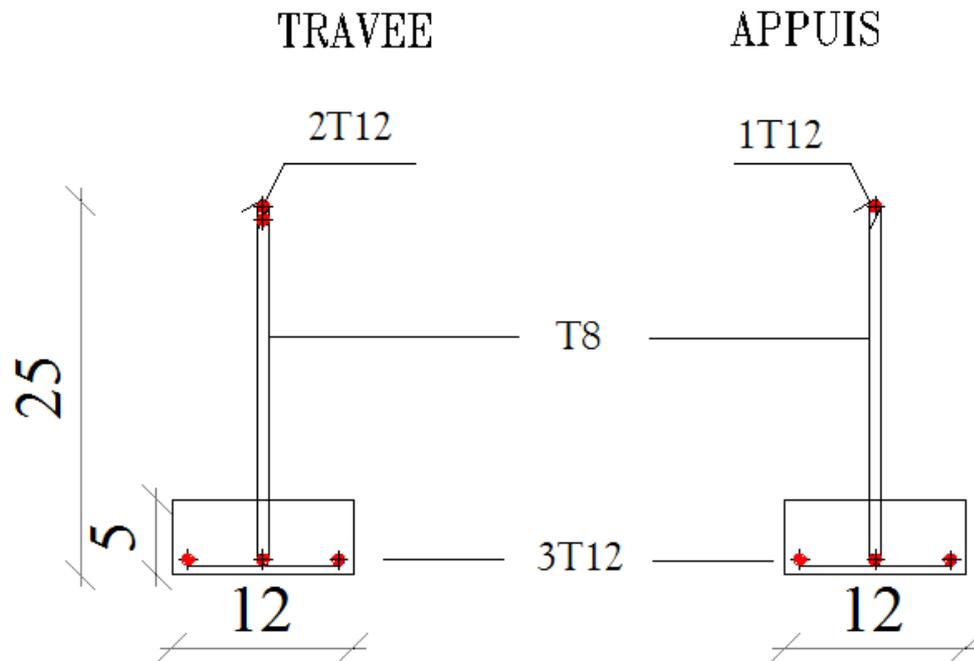


Figure IV.4 : Ferrailages des poutrelles (Bloc A et B).

IV.2.2. Etude de la dalle de compression

D'après le « CBA 93 » la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, son ferrailage doit se faire par un quadrillage qui s'appelle treillis soudés dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

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

A_l : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)

$$A_2 = A_l/2$$

$f_e = 520$ MPa (quadrillage de T.S.520).

On a: $L_l = 65$ cm

$$\Rightarrow A_l = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / ml$$

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

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

Armature de répartition

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

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20$ cm.

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

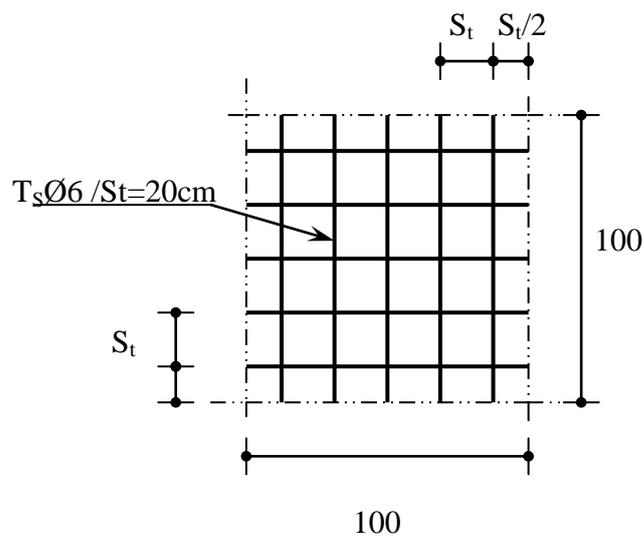


Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle de compression (Bloc A et B).

IV.3. Plancher En Dalle Pleine

Les dalles sont des pièces minces d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen; la dalle peut reposer sur deux, trois ou sur quatre appuis.

IV.3.1. Méthode de calcul

Les dalles de notre structure reposent sur quatre côtés, elles se calculent par la méthode exposée dans les règles du **B.A.E.L 91** ou les tables de « **BARRES** ».

$$\text{On pose : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}.$$

Avec : L_x : la petite portée.

L_y : la grande portée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \alpha > 0,4 \Rightarrow \text{ la dalle porte sur les deux sens.} \\ \text{Si : } \alpha \leq 0,4 \Rightarrow \text{ la dalle porte dans un seul sens.} \end{array} \right.$$

- On utilise les tables présentées dans le **B.A.E.L 91**, pour évaluer les efforts qui sont développés dans la dalle en fonction de α et du coefficient de poisson ν .

On aura donc les moments fléchissant sollicitant sur la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q \dots\dots\dots \text{ Dans le sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \dots\dots\dots \text{ ..Dans le sens de la grande portée.} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y : sont des coefficients donnés par les abaques (**J.P.Mougin**) ; on prenant le coefficient de poisson du béton ($\nu=0$) à l'**ELU** et ($\nu=0,2$) à l'**ELS**

- On prend en compte la continuité telle qu'il est préconisé dans le *B.A.E.L 91* :
 - A l'appui : $0,30M_0$ pour appui de rive.
 $0,50M_0$ pour appui intermédiaire.
 - En travée : $0,85M_0$ pour une dalle de rive
 $0,75M_0$ pour une dalle intermédiaire.

Avec : M_0 : moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

IV.3.2. Calcul des planchers de RDC et Mezzanine (Bloc A et B)

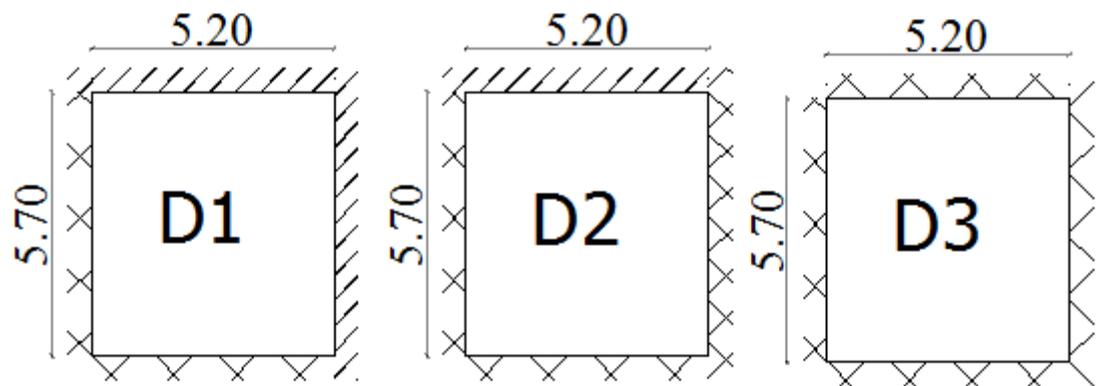


Figure IV.6 : Plancher des dalles pleines.

On a:

$$e = 16 \text{ cm.}$$

$$G = 6,58 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,383 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 11,58 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

A. Calcul des efforts

<i>Dalles</i>	<i>L_x</i> (m)	<i>L_y</i> (m)	<i>α</i>	<i>La dalle travaille</i> <i>dans les deux</i> <i>directions</i>	<i>μ_x</i>	<i>μ_y</i>	<i>M_x</i> (kN.m)	<i>M_y</i> (kN.m)
D1	5,20	5,70	0,91 > 0,4	oui	0,0447	0,8036	19,80	15,91
D2	5,20	5,70	0,91 > 0,4	oui	0,0447	0,8036	19,80	15,91
D3	5,20	5,20	1 > 0,4	oui	0,0368	1,0000	16,30	16,30

Tableau IV.11 : Moments fléchissant sollicitant les dalles.

<i>Dalles</i>	<i>Moments en travées</i>		<i>Moments sur appuis</i>			
	<i>M_{tx}</i> (kN.m)	<i>M_{ty}</i> (kN.m)	<i>M_{ax} (kN.m)</i>		<i>M_{ay} (kN.m)</i>	
			<i>M_{ax.gauche}</i>	<i>M_{ax.droite}</i>	<i>M_{ay.gauche}</i>	<i>M_{ay.droite}</i>
D1	16,83	13,52	9,90	5,94	7,95	4,77
D2	14,85	13,52	9,90	9,90	8,15	4,77
D3	12,22	12,22	9,90	8,15	8,15	8,15

Tableau IV.12 : Moments des dalles.

B. Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$b = 100\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $d = 0,9h = 14,4\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$;

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

Pour le calcul on choisit le panneau le plus sollicité (**panneau de dalle D1**).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

	Dans le sens (X-X)			Dans le sens (Y-Y)		
	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)
M_u (kNm)	16,83	9,90	5,94	13,52	7,95	4,77
μ	0,057	0,033	0,020	0,046	0,027	0,016
A_s' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
α	0,074	0,043	0,025	0,059	0,034	0,020
Z (cm)	13,975	14,153	14,253	14,061	14,200	14,282
A_s^{cal} (cm ²)	3,46	2,01	1,19	2,76	1,60	0,96
Choix	5T10	3T10	3T10	5T10	3T10	3T10
A_s^{adp} (cm ²)	3,93	2,36	2,36	3,93	2,36	2,36
Esp (cm)	20	33,33	33,33	20	33,33	33,33

Tableau IV.13 : Ferrailage du panneau de dalle D1.

➤ **Espacement :**

• **Travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifié} \\ \text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

• **Appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{3} = 33,33cm > \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Non vérifié} \\ \text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{3} = 33,33cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

➤ **Les vérifications :**

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$h=16\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\alpha)}{2} bh = 1,34\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} & (\text{Pour FeE400}) \\ \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,91. \end{cases}$$

• Travée

$$\begin{cases} \text{Sens } x-x : A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,34\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \\ \text{Sens } y-y : A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \end{cases}$$

• Appuis

$$\begin{cases} \text{Sens } x-x : A_x = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,34\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \\ \text{Sens } y-y : A_y = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \end{cases}$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,383 \times 5,20 \times 5,70}{(2 \times 5,20) + 5,70} = 30,16 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 28,39$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 30,16 kN$$

$$\tau_u = \frac{30,16 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,209 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c) Vérification à l'état limite de service

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\alpha = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser.x} = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 16,22 kN.m \\ M_{ser.y} = \mu_y M_x = 14,02 kN.m \end{cases}$$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens X-X	13,79	08 ,11
Sens Y-Y	11,92	05,96

Tableau IV.14 : Calcul des moments à l'ELS.

- Vérification des contraintes**

Position de l'axe neutre "y": $\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

Moment d'inertie "I": $I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

Avec: $n=15$; $d=14,4cm$; $b=100cm$; $A_s=3,93cm^2$; $A'_s=2,36cm^2$.

○ **Béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

○ **Acier**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{ij}}) \right\}$$

(La fissuration est considérée comme préjudiciable.)

Avec :

$$f_e = 400MPa; \eta = 1,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63MPa.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	$A_{s'}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	<i>Vérif.</i>	σ_s (MPa)	<i>Vérif.</i>
<i>travée</i>	<i>x-x</i>	13,79	3,93	2,51	3,52	8442,16	5,75	ok	266,58	Non vérif.
	<i>y-y</i>	11,92	3,93	2,51	3,52	8442,16	4,97	ok	230,43	Non vérif.
<i>appuis</i>	<i>x-x</i>	8,11	2,36	1,51	2,87	5494,49	4,23	ok	255,28	Non vérif.
	<i>y-y</i>	5,96	2,36	1,51	2,87	5494,49	3,11	ok	187,60	Non vérif.

Tableau IV.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

On opte pour une épaisseur de **20 cm** au lieu de **16 cm**.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

	Dans le sens (X-X)			Dans le sens (Y-Y)		
	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)
M_u (kNm)	16,83	9,90	5,94	13,52	7,95	4,77
μ	0,0366	0,0215	0,0129	0,0294	0,0173	0,0104
A_s' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
α	0,0467	0,0272	0,0163	0,0373	0,0218	0,0130
Z (cm)	17,66	17,80	17,88	17,73	17,84	17,90
A_s^{cal} (cm ²)	2,73	1,59	0,95	2,19	1,28	0,76
Choix	4T12	3T12	3T12	4T12	3T12	3T12
A_s^{adp} (cm ²)	4,52	3,39	3,39	4,52	3,39	3,39
Esp (cm)	25	30	30	25	30	30

Tableau IV.16 : Ferrailage du panneau de dalle D1 ; e =20cm.

	sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérif.	σ_s (MPa)	Vérif.
travée	x-x	13,79	4,52	2,01	4,23	15424,27	3,78	ok	184,66	ok
	y-y	11,92	4,52	2,01	4,23	15424,27	3,27	ok	159,62	ok
appuis	x-x	8,11	3,39	1,51	3,81	12097,36	2,55	ok	142,69	ok
	y-y	5,96	3,39	1,51	3,81	12097,36	1,88	ok	104,86	ok

Tableau IV.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_i}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,038 < 0,042 \dots\dots\dots \text{Non.vérifiée} \\ 0,038 \in 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{Non.vérifiée} \\ 2,51 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

Remarque : La flèche est calculée sur la petite portée (Lx=5,20m).

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{array} \right.$$

Avec :

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10721,40 \text{MPa}.$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\text{Moment d'inertie fictive : } \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{array} \right.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \text{ avec : } \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,79	4,52	2,01	0,0025	169,49	8,4	0,03	72935,467	58255,165	72882,461

Tableau IV.18 : Vérification de la flèche.

Donc :

- La flèche de déformation instantanée est :

$$f_i = (M_{ser} L_x^2) / 10 E_i I_{fi} = 0,20 \text{ cm}$$

- La flèche de déformation différée est :

$$f_v = (M_{ser} L_x) / 10 E_v I_{fv} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_i = f_v - f_i = 0,28 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = L/1000 + 0,5\text{cm} = 1,02 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow f < f_{adm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Nous adopterons pour toutes les dalles pleine (RDC & Mezzanine) dans les deux directions X-X et Y-Y le ferrailage suivant : **T12 ; esp= 25 cm.**

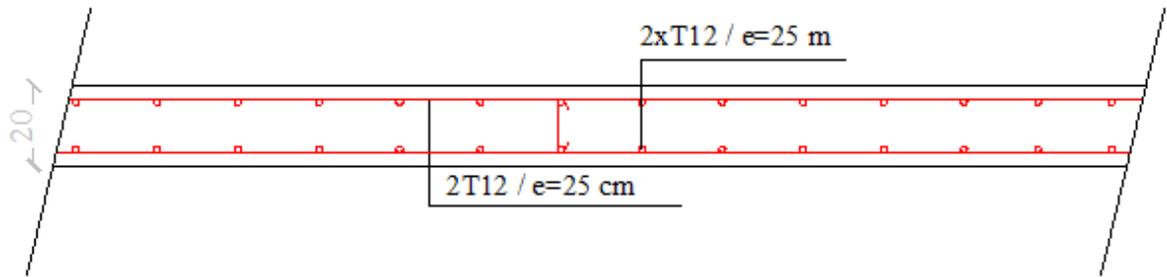


Figure IV.7 : Ferrailage de la dalle pleine (Bloc A et B).

IV.3.3. Calcul des planchers de la terrasse accessible

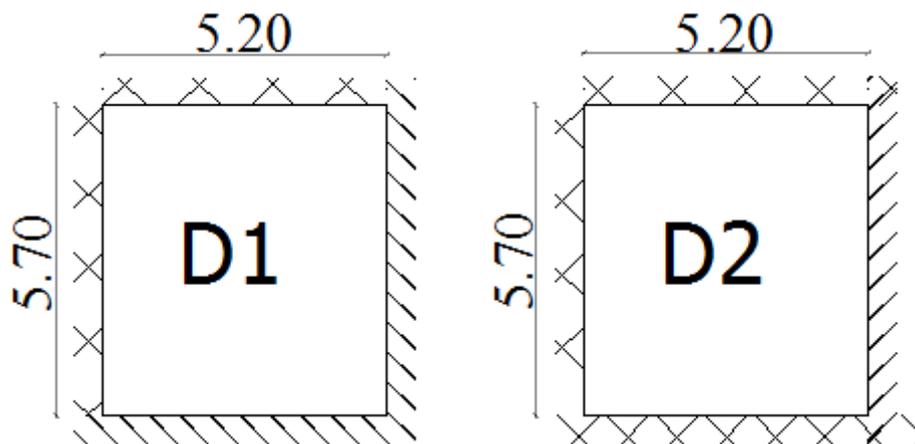


Figure IV.8 : Plancher des dalles pleines.

On a:

$$e = 20 \text{ cm.}$$

$$G = 8,02 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,08 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 9,52 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

A. Calcul des efforts

<i>Dalle</i>	<i>L_x</i> (m)	<i>L_y</i> (m)	<i>α</i>	<i>La dalle travaille dans les deux directions</i>	<i>μ_x</i>	<i>μ_y</i>	<i>M_x</i> (kN.m)	<i>M_y</i> (kN.m)
<i>D1</i>	5,20	5,70	0,9 > 0,4	oui	0,045	0,804	15,81	12,70
<i>D2</i>	5,20	5,20	1 > 0,4	oui	0,037	1,000	13,01	13,01

Tableau IV.19 : Moments fléchissant sollicitant sur les dalles (Terrasse accessible).

<i>Dalles</i>	<i>Moments en travées</i>		<i>Moments sur appuis</i>			
	<i>M_{tx}</i> (kN.m)	<i>M_{ty}</i> (kN.m)	<i>M_{ax} (kN.m)</i>		<i>M_{ay} (kN.m)</i>	
			<i>M_{ax.gauche}</i>	<i>M_{ax.droite}</i>	<i>M_{ay.gauche}</i>	<i>M_{ay.droite}</i>
<i>D1</i>	13,44	10,80	7,90	4,74	6,35	3,81
<i>D2</i>	11,06	11,06	6,50	3,90	6,50	3,90

Tableau IV.20 : Moments des dalles (Terrasse accessible).

B. Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

Pour le calcul on choisit le panneau le plus sollicité (**panneau de dalle D1**).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

	Dans le sens (X-X)			Dans le sens (Y-Y)		
	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)
M_u (kNm)	13,44	7,90	4,74	10,80	6,35	3,81
μ	0,0292	0,0172	0,0103	0,0235	0,0138	0,0083
A_s' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
α	0,0371	0,0217	0,0129	0,0299	0,0174	0,0104
Z (cm)	17,73	17,84	17,90	17,78	17,87	17,92
A_s^{cal} (cm ²)	2,17	1,27	0,76	1,74	1,02	0,61
Choix	5T10	3T10	3T10	5T10	3T10	3T10
A_s^{adp} (cm ²)	3,93	2,36	2,36	3,93	2,36	2,36
Esp (cm)	20	33.33	33.33	20	33.33	33.33

Tableau IV.21 : Ferrailage du panneau de dalle D1 (Terrasse accessible).

➤ **Espacement :**

• **Travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Vérifier} \\ \text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....\text{Vérifier} \end{array} \right.$$

• **Appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{3} = 33,33cm > \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Non.vérifier} \\ \text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{3} = 33,33cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....\text{Vérifier} \end{array} \right.$$

➤ **Les vérifications :**

d) Vérification de la condition de non fragilité

$$h=20cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\alpha)}{2} bh = 1,672cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,60cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} & (\text{Pour FeE400}) \\ \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,91. \end{cases}$$

• **Travée**

$$\begin{cases} \text{Sens } x-x : A_x = 3,93cm^2 > A_s^{\min} = 1,67cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens } y-y : A_y = 3,93cm^2 > A_s^{\min} = 1,60cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

• **Appuis**

$$\begin{cases} \text{Sens } x-x : A_x = 2,36cm^2 > A_s^{\min} = 1,67cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens } y-y : A_y = 2,36cm^2 > A_s^{\min} = 1,60cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

e) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13,08 \times 5,20 \times 5,70}{(2 \times 5,20) + 5,70} = 24,08KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22,67KN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24,08KN$$

$$\tau_u = \frac{24,08 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

f) Vérification à l'état limite de service :

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\alpha = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser.x} = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13,33kN.m \\ M_{ser.y} = \mu_y M_x = 11,53kN.m \end{cases}$$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens X-X	11,33	6,66
Sens Y-Y	9,80	5,76

Tableau IV.22 : Calcul des moments à l'ELS (Terrasse accessible).

- Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre "y": $\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

Moment d'inertie "I": $I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

Avec: $n=15$; $d=14,4cm$; $b=100cm$;

- Béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

- Acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}) \right\}$$

(La fissuration est considérée comme préjudiciable.)

Avec : $f_e = 400\text{Mpa}; \eta = 1,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63\text{Mpa}.$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	<i>Obs.</i>	σ_s (MPa)	<i>Obs.</i>
<i>travée</i>	<i>x-x</i>	11,33	3,93	2,51	3,97	13724,89	3,27	ok	173,73	ok
	<i>y-y</i>	9,80	3,93	2,51	3,97	13724,89	2,83	ok	150,27	ok
<i>appuis</i>	<i>x-x</i>	6,66	2,36	1,51	3,22	8847,044	2,42	ok	166,89	ok
	<i>y-y</i>	5,76	2,36	1,51	3,22	8847,044	2,09	ok	144,34	ok

Tableau IV.23 : Vérification des contraintes à l’ELS (Terrasse accessible).

• **Vérification de la flèche**

Il n’est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,038 < 0,042 \dots\dots\dots Non.vérifiée \\ 0,038 \in 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots Non.vérifiée \\ 2,18.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots Vérifiée \end{array} \right.$$

⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

Remarque : La flèche est calculée sur la petite portée (Lx=5,20m).

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,33	3,93	2,51	0,0022	160,16	9,54	0	72849,067	80133,973	80133,973

Tableau IV.24 : Vérification de la flèche (Terrasse accessible).

Donc :

- La flèche de déformation instantanée est :

$$f_i = (M_{ser} L_x^2) / 10 E_i I_{fi} = 0,12 \text{ cm}$$

- La flèche de déformation différée est :

$$f_v = (M_{ser} L_x) / 10 E_v I_{fv} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_i = f_v - f_i = 0,23 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = L/1000 + 0,5\text{cm} = 1,02 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f < f_{adm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Nous adopterons pour toutes les dalles de la terrasse accessible dans les deux directions X-X et Y-Y le ferrailage suivant : **T10 ; esp= 20 cm.**

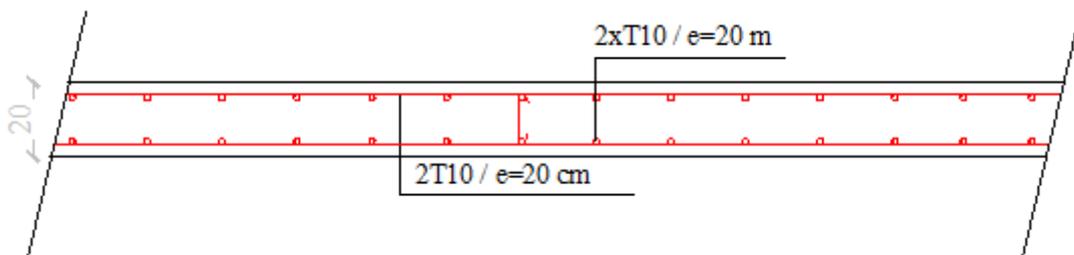


Figure IV.9 : Ferrailage de la terrasse accessible (Bloc A et B).

VIII.1. Introduction

Il est primordiale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, donc les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain qui va accueillir le projet quelque soit sa catégorie, c'est lui qui va servir de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc..., et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

VIII.2. Reconnaissance géotechnique

Les travaux de reconnaissance géotechnique ainsi que la recherche et la détermination des différentes caractéristiques du sol se base essentiellement sur les :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

VIII.2.1. Essais in situ

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
 - Une campagne géologique par sondage carotté.
- Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

- Dans la seconde campagne un sondage carotté exécuté à l'aide d'une sondeuse "Zif 300"

Ce sondage, d'une profondeur de 11,5m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

a. Essais pénétrométriques

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m.

b. Sondage carotté

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

0,00m à 8,50m	Galets, graviers et gravillons dans une argile très sableuse, humide, de couleur vert-gris bariolée parfois de jaune ou jaune ocre
8,50m à 8,70m	Passage argileux
8,70m à 11,50m	Argile sableuse graveleuse grise

VIII.2.2. Essais de laboratoire

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec les numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais prélèvement par des personnes qualifiés, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casagrande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

a. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

Les caractéristiques physiques

- Les densités sèches γ_d sont comprises entre $1,69t/m^3$ et $2,15t/m^3$.
- Les densités humides γ_h varient entre $1,94t/m^3$ et $2,37t/m^3$.
- Les teneurs en eau W sont entre 10,14% et 14,21%.
- Poids volumique de grains solide $\gamma_s=2,65t/m^3$.
- Les degrés de saturation S_r des sols analysés varient entre 73% et 100%.

Ceci nous permet de classer les sols comme suit :

- Saturé de 0,00 à 5,00m.
- Peu saturé de 5,00m à 10,00m.
- Saturés au delà de 10,00m.
- L'indice de consistance I_c , permet de donner une idée sur la structure des sols.
Cet indice varie entre 1,33 et 1,48.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec : $\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma'$; $\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right)$; $e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$

$$\gamma_s = 2,65t/m^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 1,0t/m^3$$

Profondeur (m)	γ_d (t/m ³)	W (%)	S _r (%)	γ_h (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	W _{sat} (%)	e
0,00 – 1,00	2,15	10,14	100,00	2,37	2,34	8,77	0,23
1,00 – 1,50	2,06	11,70	100,00	2,30	2,28	10,81	0,29
1,50 – 3,00	2,03	12,60	100,00	2,29	2,26	11,52	0,31
3,00 – 4,00	2,02	11,56	92,44	2,25	2,26	11,77	0,31
4,00 – 5,00	1,93	13,68	92,35	2,19	2,20	14,08	0,37
5,00 – 7,00	1,92	11,46	76,40	2,14	2,20	14,35	0,38
7,00 – 8,50	1,96	10,22	73,00	2,16	2,22	13,28	0,35
8,50 – 10,00	1,81	14,21	78,67	2,07	2,13	17,51	0,46
10,00 – 11,50	1,69	14,20	87,62	1,94	2,05	21,44	0,57

Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques.

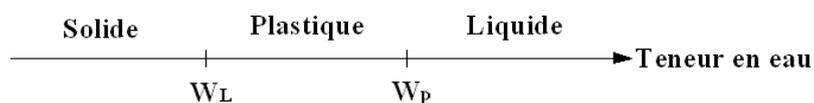
Classification des sols selon le système L.C.P.C

Classification du **L.C.P.C** (laboratoire central des ponts et chassée).

La classification du **L.C.P.C** répose d’abord su l’étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de casagrande et les limites d’atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité W_L sépare l’état liquide du plastique.
- La limite de plasticité W_P sépare l’état plastique du solide.



$$\text{A partir de } W_P \text{ et } W_L \text{ on calcul : } \begin{cases} I_P = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_P} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

<i>Profondeur (m)</i>	<i>%des éléments en poids ayant un diamètre < 80µm</i>	<i>Nature du sol selon l'abaque de casagrande</i>	<i>W_L [%]</i>	<i>W_P [%]</i>	<i>I_P [%]</i>	<i>I_c [%]</i>	<i>Classification d'après casagrande</i>
0,00 – 1,00	25	Sol grenu (grave)	30,80	15,92	14,88	1,28	GA
1,00 – 1,50	27	Sol grenu (grave)	30,40	15,60	14,80	1,26	GA
1,50 – 3,00	32	Sol grenu (grave)	32,25	17,51	14,74	1,33	GA
3,00 – 4,00	36	Sol grenu (sable)	31,03	16,53	14,50	1,34	SA
4,00 – 5,00	23	Sol grenu (grave)	29,80	16,56	13,24	1,32	GA
5,00 – 7,00	30	Sol grenu (grave)	24,74	14,81	9,93	1,34	GA
7,00 – 8,50	22	Sol grenu (grave)	26,70	15,58	11,12	1,48	GA
8,50 – 10,00	27	Sol grenu (grave)	35,70	19,44	16,26	1,33	GA
10,00 – 11,50	40	Sol grenu (sable)	37,50	19,92	17,58	1,33	SA

Tableau VIII.2 : Classification du sol selon L.C.P.C.

G.A : Grave argileuse.

S.A : Sable argileux.

b. Essais mécaniques

b.1. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion "c" et l'angle de frottement interne " φ ".

(On a ; essais de cisaillement : non consolidé, non drainé \Rightarrow UU)

- Cohésion : $c_{uu}=0,3\text{bar}$.
- Angle de frottement : $39,2^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ$.

b.2. Essais de compressibilité à l'oedomètre

Cet essai a pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

- Contrainte de pré consolidation : $\sigma_c=2,18\text{bars}$.
- Coefficient de compression : $C_c=0,144$.
- Coefficient de gonflement : $C_g=0,016$.

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

<i>Profondeur (m)</i>	<i>σ_c (bars)</i>	<i>C_s</i>	<i>C_g</i>	<i>φ°</i>	<i>C (bars)</i>
1,00 à 1,50	/	/	/	42°	0,30
3,00 à 4,00	/	/	/	39,2°	0,30
5,00 à 7,00	2,18	0,114	0,016	/	/

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques.

VIII.3. Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \geq 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type } \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne } \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

<i>Caractéristiques</i>	\bar{x}	λ	V (%)	<i>Test</i>	<i>Valeur prise en considération</i>
γ_d (t/m ³)	1,95	0,13	6,67	<10%	1,95
W (%)	12,2	1,48	12,13	>10%	10,14
S _r (%)	88,94	8,85	9,95	<10%	88,94
γ_h (t/m ³)	2,19	0,124	5,66	<10%	2,19
γ_{sat} (t/m ³)	2,22	0,081	3,65	<10%	2,22
W _{sat} (%)	13,73	3,37	24,59	>10%	8,77
e	0,36	0,095	26,43	>10%	0,23
φ	40,6	1,40	3,45	<10%	40,6

Tableau VIII.4 : Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol.

Synthèse du sol

Le sol est un grave sablo argileuse de couleur vert gris bariolée parfois de jaune ou d'ocre et avec quelques passages argileux en profondeur. Le sol est peu saturé pour une profondeur de 5,00m à 10,00m et saturé pour 0,00m à 5,00m et 11,50m.

Après l'étude des caractéristiques mécaniques on a constaté que (φ, c) sont homogène donc notre sol est relativement homogène.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

On a : $S_r=88,94\%$ très élevé ; on prend un sol saturé (le cas le plus défavorable), nappe en surface ($S_r=100\%$).

$W(\%)$	$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	e	$c(bar)$	φ	$\sigma_c(bar)$	C_c	C_g
10,14	1,95	2,19	2,22	0,23	0,30	40,6	2,18	0,114	0,016

Tableau VIII.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène.

VIII.4. Capacité portante du sol

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

a- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques)

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante : $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Avec :

q_d : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On : } \begin{cases} q_d = 60 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{60}{20} = 3 \text{ bars}$$

b- A partir des essais de laboratoire :

Pour une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ la pression admissible sous une semelle isolée est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma(\varphi) + \gamma_1 D(N_q(\varphi) - 1) + 1,3CN_c(\varphi)}{F_s}$$

Le sol est un sol pulvérulent donc on a un comportement drainant (à court terme).

Avec :

$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma'$: Poids volumiques déjaugé = 1,22 t/m³.

$$\rho: \text{ Rayon moyen } \left(\rho = \frac{B}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)} \right)$$

Pour une semelle carrée $L=B$ on trouve $\rho = \frac{B}{4}$

On suppose une semelle carrée de dimension : $B = 2m \Rightarrow \rho = 0,5$

$$D = 5m \left(\geq \frac{h_b}{10} \right)$$

Avec :

D : Fiche d'ancrage (à partir au niveau du terrain naturel).

F_s : Facteur de sécurité = 3.

c : Cohésion ($c=0,3$ bar).

N_γ : Facteur de portance dû au poids des terres.

N_c : Facteur de portance dû à la cohésion.

N_q : Facteur de portance dû à la surcharge.

Les facteurs (N_γ , N_c , N_q) dépendent de l'angle de frottement φ .

$$\text{Pour } \varphi = 40,6^\circ \cong 41^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 133 \\ N_q = 73,9 \\ N_c = 83,9 \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{adm} = 12,2 \times 5 + \frac{0,5 \times 12,2 \times 133 + 12,2 \times 5(73,9 - 1) + 1,3 \times 0,3 \cdot 10^2 \times 83,9}{3} = 2904,43 \text{ kN/m}^2$$

Donc : $q_{adm2} = 2,90$ bars.

En conclusion, la contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$\sigma_{sol} = \text{Min} (q_{adm1} ; q_{adm2}) = 2,90 \text{ bars.}$$

IX.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Dans cette partie, une étude génie civil sera faite sur l'infrastructure de la structure de notre bâtiment sis à TIZI OUZOU. Elle comprendra le calcul des sections du béton, ainsi que le ferrailage et les vérifications des contraintes des éléments de l'infrastructure, (les voiles périphériques, les fondations).

IX.2. Etude des fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

IX.2.1. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

IX.2.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :
$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser.}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

$S_{semelle}$: Surface de la semelle.

IX.2.3. Les efforts normaux revenant au sous sol

Bloc	A				
Poteau	1-A	1-B	1-C	1-D	1-E
N_{ser} (kN)	812,944	1628,024	1272,636	1150,881	415,427

Bloc	A				
Poteau	2-A	2-B	2-C	2-D	2-E
N_{ser} (kN)	1171,031	2622,586	1991,632	2638,515	1671,382

Bloc	A				
Poteau	3-A	3-B	3-C	3-D	3-E
N_{ser} (kN)	1275,218	3435,75	2246,316	3284,856	2099,888

Bloc	A				
Poteau	4-A	4-B	4-C	4-D	4-E
N_{ser} (kN)	1133,95	3038,628	3581,332	2774,35	1810,596

Bloc	A				
Poteau	5-A	5-B	5-C	5-D	5-E
N_{ser} (kN)	1132,993	1001,198	971,128	765,131	735,692

Tableau IX.1 : Les efforts revenant au sous sol de chaque poteau Bloc A.

IX.2.4. Semelles isolées [7]

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2,90 \text{ bars} = 0,29 \text{ MPa.}$$

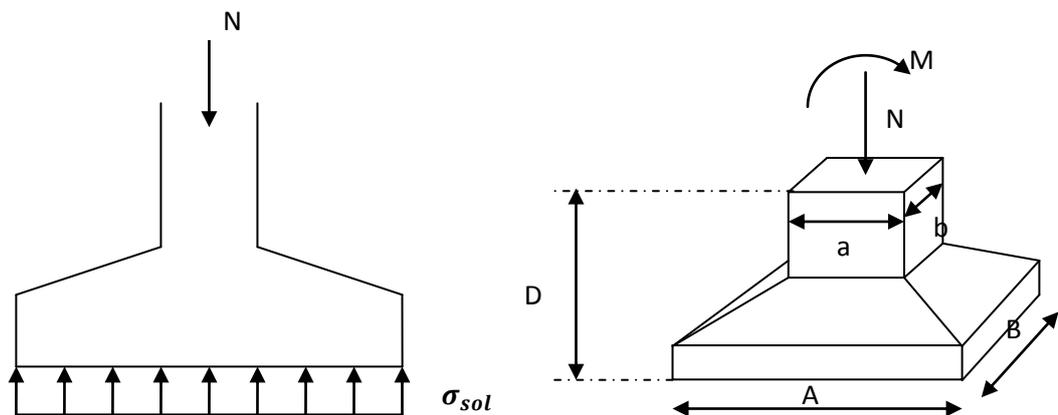


Figure IX.1: Semelle isolée sous poteau.

Vérification de la mécanique des sols

(Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5xB$ [7]

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Bloc	N_{ser}^{max} (KN)	S (m^2)	B (m)	$B^{choisie}$ (m)	$1,5.B$ (m)	L_{min} (m)	Obs.
A	3435,75	11,85	03,45	03,50	5,25	05,17	Non vérifiée

Tableau IX.2 : Vérification de section de semelle isolée Bloc A.

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vérification

$$\text{On a : } r = \frac{S_{nécessaire}}{S_{Batiment}}$$

Si $r < 50\%$ \Rightarrow Semelle Filante.

Si $r > 50\%$ \Rightarrow Radier Général.

$$\text{Avec : } S_{nécessaire} = \frac{N_{ser.}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = \sum N_{ser.i}$$

$$\Rightarrow r = \frac{\frac{N_{ser.}}{\sigma_{sol}}}{S_{Batiment}} = \frac{\frac{69264,45 \cdot 10^3}{0,29}}{(22,70 \times 22,17) \cdot 10^6} \cdot 10^2 = 47,45\%$$

Donc : $r < 50\%$ \Rightarrow Semelle Filante.

IX.2.5. Semelles filantes [7]

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

a. Semelles filantes transversales

Sur les axes 1; 2; 3; 4; 5

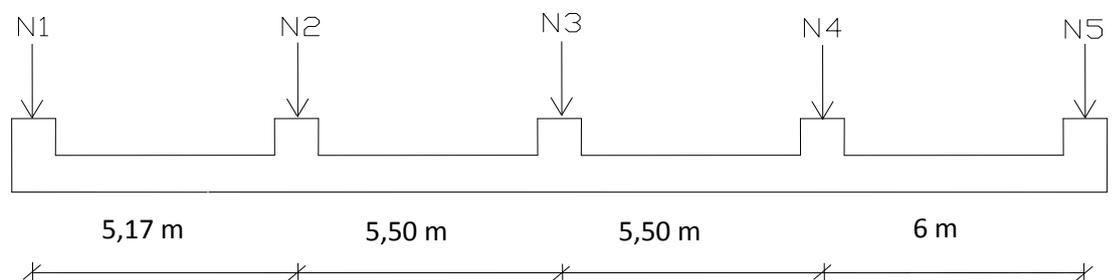


Figure IX.2 : Semelle filante transversales.

<i>Bloc</i>	<i>A</i>				
<i>File</i>	$N_{ser} (kN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie} (m)$
1	04129,031	14,238	22,17	0,639	0,70
2	10095,146	34,810	22,17	1,564	1,60
3	12342,028	42,587	22,17	1,914	2
4	12338,856	42,548	22,17	1,912	2
5	04606,142	15,883	22,17	0,714	0,80

Tableau IX.3 : Sections des semelles filantes transversales Bloc A.

b. Semelles filantes longitudinales

Sur axes A; B; C; D; E

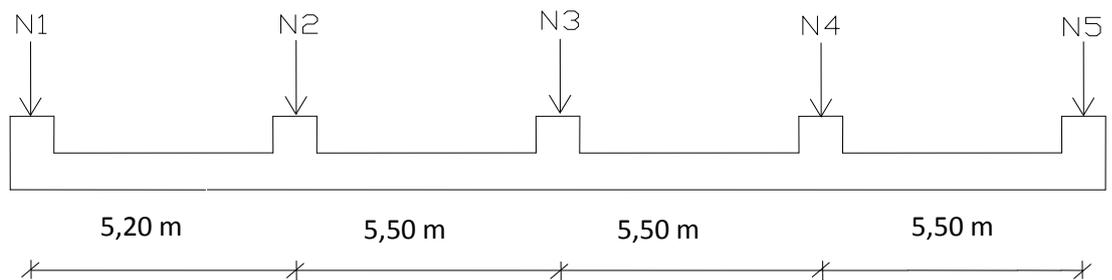


Figure IX.3 : Semelle filante longitudinales.

<i>Bloc</i>	<i>A</i>				
<i>File</i>	$N_{ser} (kN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie} (m)$
A	05526,136	19,055	22,70	0,838	0,90
B	11726,186	40,435	22,70	1,779	1,80
C	10063,044	34,700	22,70	1,527	1,60
D	10613,733	36,599	22,70	1,611	1,70
E	06732,985	23,217	22,70	1,022	1,10

Tableau IX.4 : Sections des semelles filantes longitudinales Bloc A.

Vérification de la mécanique des sols

(Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 5xB$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

<i>Bloc</i>	<i>File</i>	N_{ser}^{max} (KN)	$B^{choisie}$ (m)	$5.B(m)$	L_{min} (m)	<i>Obs.</i>
<i>A</i>	<i>Transversal</i>	12342,028	2	10	5,17	Non vérifiée
	<i>Longitudinal</i>	11726,186	1,80	9	5,20	Non vérifiée

Tableau IX.5 : Vérification des sections des semelles filantes bloc A.

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes de un seul sens, on passe alors a l'étude des semelles filantes croisés.

IX.2.6. Semelles filantes croisés

On prend : $B_1 = B_2$

Avec : B_1 : Largeur de la semelle filante 1.

B_2 : Largeur de la semelle filante 2.

Coeff.= $l_1/(l_1+l_2)$pour la semelle filante 1.

Coeff.= $l_2/(l_1+l_2)$pour la semelle filante 2.

Les résultats du dimensionnement des semelles continues et la vérification de la longueur sont représentées par les tableaux suivants :

	Poteau	l_1 (m)	l_2 (m)	Coeff.	N_{ser} (kN)	Coeff.$\cdot N_{ser}$ (kN)
S.F1	3-A	05,20	11	0,321	1275,218	409,345
	3-B	10,70	11	0,493	3435,75	1693,825
	3-C	11	11	0,50	2246,316	1123,158
	3-D	11	11	0,50	3284,856	1642,428
	3-E	05,50	11	0,333	2099,888	699,263
S.F2	B-1	10,70	05,17	0,325	1628,024	529,108
	B-2	10,70	10,67	0,499	2622,586	1308,670
	B-3	10,70	11	0,507	3435,75	1741,925
	B-4	10,70	11,50	0,518	3038,628	1574,009
	B-5	10,70	06	0,359	1001,198	359,430

Axe	Σ Coeff.$\cdot N_{ser}$ (kN)	L (m)	σ_{sol} (MPa)	B (m)	B^{choisie} (m)
3	5568,019	22,17	0,29	0,863	1,10
B	5513,142	22,70	0,29	0,837	1,10

Bloc	Semelle filante	N_{ser}^{max} (KN)	B^{choisie} (m)	5.B (m)	L_{min} (m)	Obs.
A	S.F1	5568,019	1,10	5,50	5,50	Vérifiée
	S.F2	5513,142	1,10	5,50	5,50	Vérifiée

Tableau IX.6 : Vérification des sections des semelles filantes croisées bloc A.

Conclusion

On opte définitivement au choix des semelles filantes croisées.

IX.2.6.1. Dimensionnement des semelles filantes croisées [7]

- La largeur des semelles filantes :

$$B_1 = B_2 = 1,10 \text{ m.}$$

- La hauteur totale de la semelle :

$$h \geq \frac{B-a}{4} + c = \frac{110-70}{4} + 5 = 10 \text{ cm}$$

On prend : h=25cm ; d=20cm

IX.2.6.2. Ferrailage des semelles

Le calcul se fait à l'état limite ultime

- La charge de chaque semelle est représentée dans le tableau suivant :

<i>Semelle</i>	$\Sigma N_u(kN)$	$L(m)$	$P_u = \frac{\Sigma N_u}{L} (KN/ml)$
<i>SF1</i>	16979,51	22,70	747,996
<i>SF2</i>	16125,79	22,17	727,370

Tableau IX.7 : Charge uniformément répartie.

➤ Ferrailage principale :

Le ferrailage se fait pour 1 m de longueur de la semelle.

	P_u (kN/l)	B (m)	b_{poteau} (m)	$d_{semelle}$ (m)	σ_s (MPa)	$A_s = \frac{P_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$ (cm ²)	<i>Le choix</i>	A_s (cm ²)
SF1	747,996	1,10	0,70	0,20	348	5,37	5T12	5,65
SF2	727,370	1,10	0,70	0,20	348	5,22	5T12	5,65

Tableau IX.8 : Ferrailage des semelles filantes croisées.

➤ *Espacement :*

$$Esp = (100/5) = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

➤ $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,41 \text{ cm}^2$ Vérifier.

IX.2.7. Calcul des nervures [7]

La condition de portance du sol donne une largeur de semelle filante de 1,10 m, avec des poteaux 70x70, la hauteur de la semelle est de 0,25 m.

La loi de répartition des contraintes du sol sous la semelle continue est fonction de sa raideur dans le sens de sa longueur. Pour cela, nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calculera en premier lieu la longueur élastique de la semelle :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B.K}}$$

Avec :

I : Inertie de la semelle (section en T inversée).

E : Module d'élasticité du Béton (20000 MPa).

B : largeur de la semelle.

K : coefficient de raideur du sol (40 MPa/m pour un sol moyen).

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à $[(\pi/2).L_e + a]$, la poutre se calcule (L_e), alors se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $[(\pi/2).L_e + a]$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

On veut que : $[(\pi/2).L_e + a] \geq$ l'entre axe.

IX.2.7.1. Hauteur des nervures [7]

Données : $b=1,10m$; $h_{semelle}=0,25m$; $a=0,70m$; $K=40$ MPa/m ; $E=20000$ MPa.

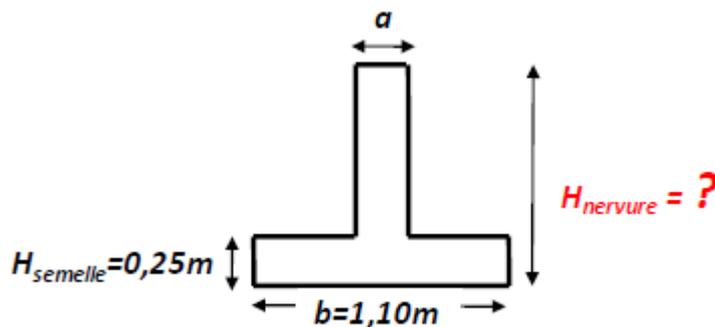


Figure IX.4 : Dimensions d'une nervure.

H (m)	0,3	0,5	0,8	0,9	1	1,10
I (m ⁴)	$2,138 \times 10^{-3}$	$9,028 \times 10^{-3}$	0,0368	0,0522	0,0712	0,0941
L_e (m)	1,404	2,013	2,860	3,121	3,373	3,616
$[(\pi/2) \cdot L_e + a]$ (m)	2,90	3,86	5,19	5,60	5,99	6,380

Tableau IX.9 : Calcul de la hauteur des nervures.

$l_{entre\ exe} = 6$ m.....pour les semelles S.F1.

$l_{entre\ exe} = 5,50$ m.....pour les semelles S.F2.

Donc : on prend $H_1 = H_2 = 1,10$ m.

IX.2.7.2. Ferrailage des nervures [7]

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifiés 99*).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}.$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_t = 0,50M_0$$

b. Calcul des armatures

$$b = 70 \text{ cm ; } h = 110 \text{ cm ; } d = 99 \text{ cm.}$$

- Sens x-x (S.F1)

$$L = 5,50 \text{ m ; } P = 747,996 \text{ KN/ml ; } M_0 = 2828,360 \text{ KN.m}$$

	$M_u(KNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	<i>Le choix</i>	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	2404,106	84,55	8,368	12T32	96,51
<i>Appuis</i>	1414,180	45,82	8,368	5T32+5T25	64,76

Tableau IX.10 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

- Sens y-y (S.F2)

L= 6 m; P= 727,370 KN/ml → $M_0 = 3273,165$ KN.m.

	$M_u(KNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	<i>Le choix</i>	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	2782,190	102	8,368	14T32	112,59
<i>Appuis</i>	1636,582	53,91	8,368	5T32+5T25	64,76

Tableau IX.11 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

c. Vérifications nécessaires

c.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,368cm^2 < 49,09cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

c.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2}$$

Tel que :

T_u^{max} : L'effort tranchant max.

b : la largeur de la nervure.

h : la hauteur de la nervure.

<i>Sens</i>	T_u (kN)	$b.d(m^2)$	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	<i>Observation</i>
x-x	371,386	0,693	0,536	2,50	Vérifié
y-y	211,535	0,693	0,305	2,50	Vérifié

Tableau IX.12 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.

c.3. Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)
<i>Travée</i>	x-x	2079,65	96,51	40,21	43,94	6767612,04
	y-y	1699,985	112,59	40,21	44,97	7748171,76
<i>Appuis</i>	x-x	1223,325	64,76	40,21	36,19	5320954,64
	y-y	999,991	64,76	40,21	36,19	5320954,64

	<i>Sens</i>	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Obs.</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	13,50	15	253,79	201,63	<i>Non vérifier</i>
	<i>y-y</i>	9,87	15	177,83	201,63	<i>Vérifier</i>
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	8,32	15	216,62	201,63	<i>Non vérifier</i>
	<i>y-y</i>	6,80	15	177,08	201,63	<i>Vérifier</i>

Tableau IX.13 : Vérification des contraintes.

Les contraintes calculées dépassent la valeur admissible dans les semelles de sens *x-x* alors on augmente la section du béton et des armatures ;

En prenant une nervure de section $b \times h = 70 \times 120$ (cm²)

➤ Ferrailage des nervures :

	<i>Sens</i>	<i>Le choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	14T32	112,59
	<i>y-y</i>	14T32	112,59
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	5T32+5T25	64,76
	<i>y-y</i>	5T32+5T25	64,76

Tableau IX.14 : Ferrailage des nervures.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)
Travée	x-x	2079,65	112,59	40,21	47,82	9441837,32
	y-y	1699,985	112,59	40,21	47,82	9441837,32
Appuis	x-x	1223,325	64,76	40,21	38,42	6447192,83
	y-y	999,991	64,76	40,21	38,42	6447192,83

	Sens	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	10,53	15	198,83	201,63	Vérifier
	y-y	8,61	15	162,53	201,63	Vérifier
Appuis	x-x	7,29	15	198,04	201,63	Vérifier
	y-y	5,96	15	161,89	201,63	Vérifier

Tableau IX.15 : Vérification des contraintes.

c.4. Armatures transversales

• **BAEL 91 modifiés 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(3,43; 3,2; 8 \right) = 3,2\text{cm}$$

$$\text{et } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 10,67\text{mm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,59\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 80\text{ cm} ; d = 108\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 7,20\text{ cm}^2 \rightarrow 8T12 = 9,05\text{cm}^2.$$

Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il ya lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse

Pour les bâtiments cas général on a $3\text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau [4]

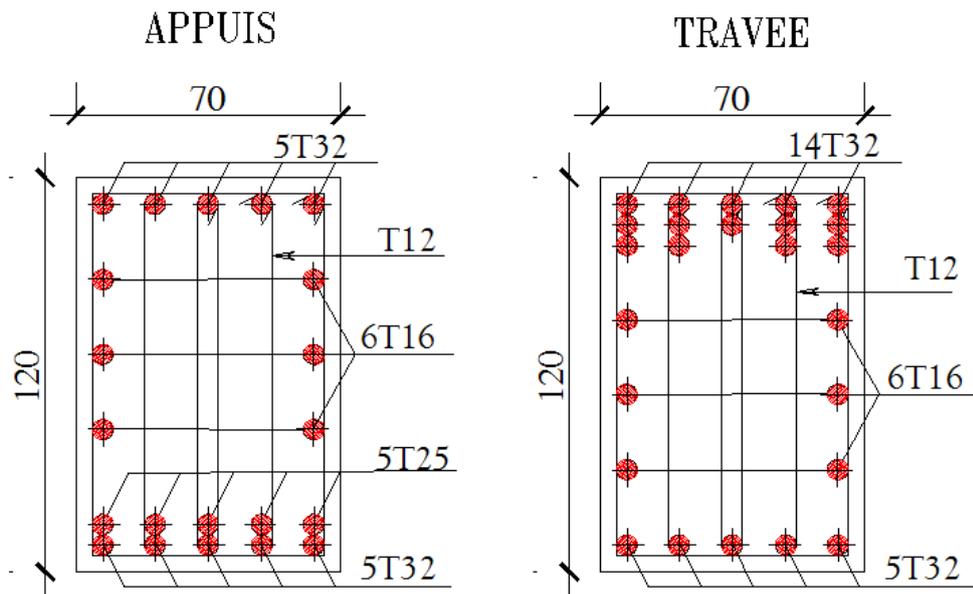


Figure IX.5 : Ferrailage des nervures.

IX.3. Etude du voile périphérique

IX.3.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par la grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

IX.3.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $40\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

IX.3.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,06 \text{ m} ; L_y = 5,30 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges prises uniformément répartie sur une bande de 1m se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifiés 99**, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,81 \text{KN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3,06 \text{ m}$).

$$\varphi = 10^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,70$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 46,72 \text{KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \cdot Q = 63,07 \text{KN/ml}$$

IX.3.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0894 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 51,766 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,941 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 11 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_x = 25,883 \text{ kN.m}$$

IX.3.5. Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)	<i>Esp</i> (cm)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	44	0,0958	0	0,126	17,09	7,91	2x6T14	2x9,24	20
	<i>y-y</i>	11	0,0239	0	0,030	17,78	1,89	2x5T10	2x3,93	25
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	25,883	0,056	0	0,072	17,47	4,53	2x5T12	2x5,65	25
	<i>y-y</i>									

Tableau IX.16 : Ferrailage du voile périphérique.

IX.3.6. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de *FeE400*

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{5,30} \right) \frac{100.20}{2} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

IX.3.7. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 89,57 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 64,33 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 89,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{89,57 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,497 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

IX.3.8. Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 46,72 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0870$$

$$\mu_y = 0,4672$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 38,04 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17,77 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 32,33 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 15,108 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 19,02 \text{ kNm}$$

a. Verifications des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	32,33	9,24	5,81	27132,85	6,93	15	OK
	<i>y-y</i>	15,108	3,93	4,05	13686,14	4,48	15	OK
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	19,02	5,65	4,74	18451,27	4,89	15	OK
	<i>y-y</i>							

Tableau IX.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{10M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 < 0,17 \dots\dots\dots Non \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ
x-x	32,33	9,24	0,0051	194,38	4,09	1,64	0,4
y-y	15,108	3,93	0,0022	213,57	9,62	3,85	0,07

I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_v (cm)	f_i (cm)	Δf_T (cm)	f_{adm} (cm)	Obs.
75537,07	31680,09	45804,39	0,62	0,30	0,32	0,61	OK
70439,47	45474,15	54963,84	0,72	0,29	10,43	1,03	Ok

Tableau IX.18 : Vérification de la flèche.

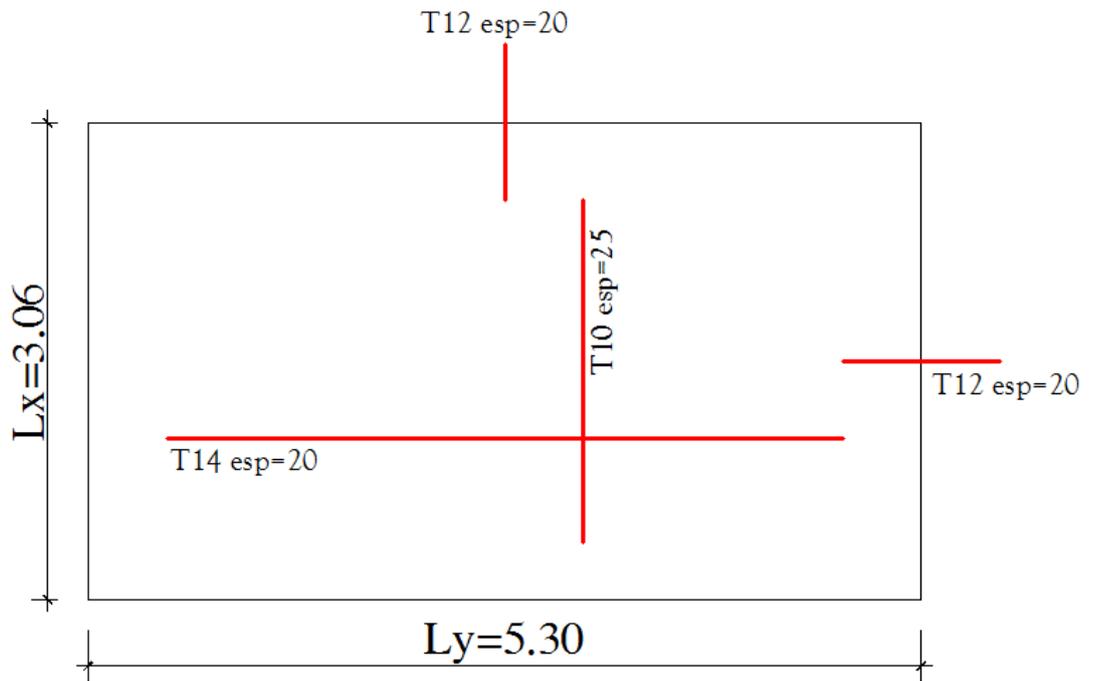


Figure IX.6 : Ferrailage de voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Les déductions et constats ainsi que les conclusions aux quelles nous avons abouti suite à notre travail se présentent comme suit :

L'analyse dynamique constitue le corps de l'étude du comportement d'une structure et se présente comme la base de tout le travail présenté si dessus :

- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est faisable grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir **SAP2000** néanmoins la véracité des résultats ainsi que l'interprétation dépend de la qualité du modèle ainsi que du respect des différentes étapes de sa mise en place.
- Le pré-dimensionnement des différents éléments qui constituent la structure est une étape nécessaire mais ne représente qu'une esquisse globale, en effet elle est suivie et complétée par les différentes vérifications, pour de ce fait obtenir des résultats concrets.
- La disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que le nombre de ces derniers et influe considérablement sur le comportement de la structure.
- L'utilisation des différents logiciels tels que **SOCOTEC ; SAP 2000** ou **EXCEL** diminue considérablement notre marge d'erreur, en effet les résultats erronés liés à des calculs manuels sont ainsi évités tant que ces outils soient utilisés d'une façon adéquate et correcte.

- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la superstructure.
- La coordination entre l'architecte et l'ingénieur doit être prise en compte dès le début des premières démarches pour éviter tout conflit entre stabilité et respect des espaces ainsi que des plans originaux, ou tout surcote inutile.
- Pour Conclure nous dirons que notre travail nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine du génie civil et de s'accommoder aux différents codes mis en vigueur pour arriver à une finalité qui respecte tous les critères se trouvant dans ses derniers tant sur le plan parasismique que sur le plan architectural.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- [1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003**.
- [2] : Béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation **DTR-BC-22**.
- [5] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par VICTORE DAVIDOVICI document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.

Livres :

- [6] : Calcul des structures en béton armé (Belazougui).

Cours :

- [7] : Cour Master SRCC-M2/Fondation superficielle par M^r **M.ABED**.

Thèses :

- Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en R+10+1sous- sol de forme irrégulière (2011).
- Conception et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment En R+12+3SS En Béton Armé (2011).

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2009.
- SAP 2000 v14.2.2.
- SOCOTEC.
- Office 2007 (Word, Excel).